

Diseño estructural integrado de edificios de almacenamiento automatizado y comprobación experimental de la utilización de perfiles de acero conformados en frío y celosías

Autor/a: Ramiro Calvo Saavedra

Tesis Doctoral UDC / 2015

Director/a: Alfonso Loureiro Montero

Departamento de Ingeniería Industrial II



UNIVERSIDADE DA CORUÑA

INTRODUCCIÓN

Agradecimientos

La familia es la que lleva mi agradecimiento por soportar el quitarles tiempo de disfrutar en conjunto para dedicárselo a este documento:

... A Rebeca le robo tiempo en todas las esquinas y a veces estoy presente en cuerpo pero no en mente dándole vueltas y vueltas a miles de detalles a resolver.

... A Gabriel y Samuel, por no jugar a veces con ellos y decirles que papá tiene que trabajar (fiiii fuuu)

... A mis padres, por quitarles más tiempo de los pequeños momentos de conversación.

... y en general a todo el mundo al que le he ido “robando” tiempo en esta tarea complicada de redactar una tesis doctoral a la vez que sigues participando en la familia, amigos , deporte, trabajando en el día a día de la empresa privada, etc, etc, etc,... es decir, a la vez que tienes “tu vida”.

Rami

RESUMEN

Se procede a analizar los edificios de almacenamiento logístico automatizado, también denominados silos, que forman parte de las plataformas logísticas, de forma conceptual integrando todos los elementos en fase de diseño para generar un diseño estructural completo adaptado a todos los requerimientos. Este concepto de estructura integrada no es habitual de forma completa, integrando instalaciones, equipamiento, evacuaciones, accesos, pasarelas,... , que se solucionan en fase de obra. Con la integración completa se genera un edificio que busca el óptimo global y no parcial. A partir de la consideración de todos los factores se procede al diseño de la estructura que mejor se adapta al conjunto. Para ello se analiza la estructura principal y la secundaria considerando las instalaciones integradas. Se ejecutan importantes ensayos a escala real de cubiertas de tipologías habituales para validar el diseño.

Todo ello analizando la estructura por fases y elementos, con costes, tiempos, maquinaria y seguridad estructural, desde el punto de vista teórico y práctico, recabando los datos de los edificios ya ejecutados.

Para evaluar la conclusión del análisis y poder hacer siempre una comparativa de diseños, se procede a ver ratios habituales en edificación y ratios específicos para estos edificios.

RESUMO

Procédese a analizar os edificios de almacenamento loxístico automatizado, tamén denominados silos, que forman parte das plataformas loxísticas, de forma conceptual integrando todos os elementos en fase de proxecto para xerar un deseño estrutural completo adaptado a todos os requirimentos. Este concepto de estrutura integrada non é habitual de forma completa, integrando instalacións, equipamento, evacuacións, accesos, pasarelas,..., que se solucionan en fase de obra.

Coa integración completa xérase un edificio que busca o óptimo global e non parcial. A partir da consideración de todos os factores procédese ao deseño da estrutura que mellor se adapta ao conxunto. Para iso analízase a estrutura principal e a secundaria considerando as instalacións integradas. Execútanse importantes ensaios a escala real de cubertas de tipoloxías habituais para validar o deseño.

Todo iso analizando a estrutura por fases e elementos, con custos, tempos, maquinaria e seguridade estrutural, dende o punto de vista teórico e práctico, solicitando os datos dos edificios xa executados.

Para avaliar a conclusión da análise e poder facer sempre unha comparativa de deseños, procédese a ver ratios habituais en edificación e ratios específicos para estes edificios.

SUMMARY

We proceed to analyze the automated logistical storage buildings, which are part of logistic platforms, conceptually integrating all the elements in the design phase to generate a complete structural design adapted to all requirements. This concept of integrated structure is unusual in a complete, integrated facilities, equipment, evacuation, entrances, walkways, ..., which are solved in construction phase.

With complete integration generates a building that seeks the global optimum and not partial. After consideration of all factors are applicable to the design of the structure that best fits the whole. We examine the main and secondary structure considering integrated installations. They run major scale trials of common types covered to validate the design.

This phased analyzing the structure and elements, with costs, time, machinery and structural safety, from the theoretical and practical data gathering buildings and executed. To evaluate the conclusion of the analysis and to make a comparison of designs always, we proceed to see ratios and ratios common in specific building these buildings.

PROLOGO

La presente tesis procede a tratar una de las áreas de la construcción de los edificios de uso logístico, como son los almacenamientos automáticos, también llamados silos. Este tipo de edificios que son una parte de las plataformas logísticas, tienen unas características diferentes y específicas que le confieren un diseño exclusivo.

No existe un análisis específico detallado para este tipo de edificios de forma global y concreta, sino que se trata puntualmente a partir de un edificio industrial de almacenamiento estándar.

Desde todos los puntos de vista son edificios con condicionantes específicos que condicionan su diseño, concepción, coste, tiempos, geometrías, necesidades, terreno, topologías,....

El no tener en cuenta todo esto ha dado lugar a plataformas logísticas no eficientes desde estos puntos de vista, con carencias, sobrecostes, tiempos de puesta en marcha elevados, adaptaciones a usos poco eficaces, costes de seguros elevados, aprovechamientos escasos,....

Se procede por tanto a un análisis específico de este tipo de edificios desde el punto de vista estructural en un ámbito completo.

Previamente al diseño en detalle del edificio industrial, es esencial considerar una serie de aspectos tales como:

- Optimización del espacio.
- Rapidez de construcción.
- Accesibilidad y seguridad.
- Flexibilidad de uso.
- Impacto medioambiental.
- Estandarización de los componentes.
- Infraestructura especial para suministros.
- Integración de servicios.
- Paisajismo.
- Estética e impacto visual.
- Eficiencia energética y estanqueidad.
- Aislamiento acústico.
- Impermeabilidad frente a la climatología.
- Seguridad ante incendio.
- Vida útil.
- Consideraciones sobre la sostenibilidad.
- Fin de vida útil y reutilización.

En primera instancia, es necesario identificar el tamaño del espacio y desarrollar un esquema estructural que proporcione el espacio funcional, teniendo en cuenta todas las consideraciones anteriores. La importancia de cada uno de estos aspectos dependerá del uso del edificio industrial.

En función del uso del edificio predominan unas consideraciones sobre otras. En el caso de edificios de almacenamiento logístico se ve en la figura 01:

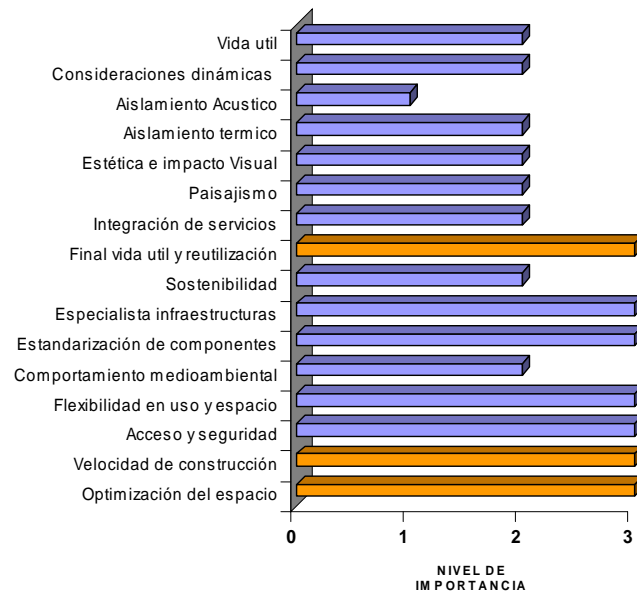


FIGURA 01. LISTA DE CONSIDERACIONES EN EL DISEÑO Y SU IMPORTANCIA

Existen 3 variables que afectan a las consideraciones de edificio según el tipo de diseño estructural que se elija, bien sea estantería autoportante o estructura más estantería interior independiente.

El primer caso optimiza mejor el espacio (no existen pilares de estructura) pero sin embargo la reutilización y la velocidad de construcción son menores. Esta última propiedad depende de la gestión de tiempos de la construcción y puede variar en función de cada caso.

INDICE DE TESIS

CAPTITULO/SUBCAPITULO	PÁGINA
INTRODUCCIÓN	
ESTADO DEL ARTE.....	INT.13
OBJETIVOS.....	INT.19
METODOLOGIA.....	INT.21
A. LAYOUT	
NECESIDADES DE LA PARCELA.....	A.3
LAYOUT.....	A.4
ALTURA.....	A.5
MOVIMIENTO DE PERSONAS EN EL INTERIOR.....	A.5
B. ACCIONES, COMBINACIONES Y NORMATIVA	
PESO PROPIO.....	B.2
SOBRECARGA DE USO.....	B.3
SOBRECARGA DE VIENTO.....	B.4
SOBRECARGA DE NIEVE.....	B.11
NORMATIVA ADICIONAL.....	B.12
C. TIPOLOGIA ESTRUCTURAL	
ELECCION DE LA TIPOLOGIA ESTRUCTURAL.....	C.2
GEOMETRIA DE PILARES.....	C.3
TIPOS DE TIPOLOGIAS DE ESTRUCTURA PRINCIPAL.....	C.4
COMPARATIVA CON SISTEMA ESTRUCTURAL DE ESTANTERIA AUTOPORTANTE.....	C.11
EVOLUCIÓN DE LAS TIPOLOGIAS ESTRUCTURALES.....	C.12
CONSIDERACION DE IMPERFECCIONES.....	C.13
SISTEMAS DE ANCLAJES.....	C.15
TIPOS DE TIPOLOGIA DE ESTRUCTURA SECUNDARIA.....	C.20
SISTEMAS DE ARRIOSTRAMIENTO.....	C.23
D. TERRENO, CIMENTACIÓN Y SOLERA	
PREPARACION DEL TERRENO.....	D.2
CIMENTACION.....	D.4
E. PREFABRICACIÓN Y SOLDADURA	
PREFABRICACIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	E.2
PREFABRICACIÓN DE UN SISTEMA STANDARD.....	E.6
SOLDADURA.....	E.8

F. CERRAMIENTOS Y ACABADOS

CERRAMIENTOS EN CUBIERTA.....	F.2
CERRAMIENTOS DE FACHADAS.....	F.7
ACABADO DE LA ESTRUCTURA.....	F.11
LA MASIVIDAD Y LAS PINTURAS INTUMESCENTES.....	F.13

G. CORREAS CONFORMADAS. METODOS DE DISEÑO Y ENSAYOS A ESCALA REAL

CORREAS CONFORMADAS. METODOS DE DISEÑO.....	G.2
ANTECEDENTES.....	G.2
MODELIZACIÓN.....	G.2
ACCIONES CONSIDERADAS.....	G.3
MATERIALES UTILIZADOS.....	G.4
CONSIDERACIONES PREVIAS.....	G.4
MODELOS DE CALCULO.....	G.5
CONCLUSIONES.....	G.11
CORREAS CONFORMADAS. ENSAYOS A ESCALA REAL.....	G.12
ANTECEDENTES.....	G.13
MATERIALES.....	G.13
DESCRIPCIÓN DEL CERRAMIENTO EMPLEADO.....	G.14.
DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO.....	G.15
INFLUENCIA DE LA FLECHA SOBRE LA CARGA APLICADA.....	G.21
PROCESO DE REALIZACIÓN DEL ENSAYO.....	G.21
RESULTADOS DEL ENSAYO Nº1.....	G.22
RESULTADOS DEL ENSAYO Nº2.....	G.23
COMPARATIVA ENTRE CALCULOS Y ENSAYOS.....	G.25
CONCLUSIONES.....	G.25

H. INSTALACIONES Y SUPORTACION

SOBRECARGA DE INSTALACIONES.....	H. 2
INSTALACION DE CLIMATIZACIÓN.....	H. 3
INSTALACION DE CONTRAINCENDIOS.....	H. 7
CONTROL DERIESGO DE INCENDIOS EN ALMACENES LOGISTICOS.....	H.10
DISPOSICION DE ALGIBE, BOMBAS, HIDRANTES Y OTROS EDIFICIOS.....	H.15
APROVECHAMIENTO SOLAR.....	H.15
ILUMINACION INTERIOR.....	H.16
NECESIDADES DE MANTENIMIIENTO DE LAS INSTALACIONES.....	H.16

I. CONTROL DE CALIDAD

EL CONTROL DE CALIDAD EN TODO EL PROYECTO.....	I.2
PLAN DE CONTROL ESPECIFICO DE ESTRUCTURA.....	I.2

J. PLANIFICACION

PLANIFICACIÓN.....	J. 2
EDIFICIOS ANEXOS.....	J. 8
ENTRADAS/SALIDAS. PASARELA.....	J. 9
FASE DE MONTAJE.....	J.10
TIPOLOGÍAS DE CELOSÍAS.....	J.12
UNIONES.....	J.13
DISTANCIA ENTRE CORREAS.....	J.16
GESTIÓN DE OBRA.....	J.17
MAQUINARIA.....	J.19
SOLUCIÓN ÓPTIMA.....	J. 22
PROCESO DE MONTAJE.....	J. 23

K. EQUIPAMIENTO INTERIOR

EQUIPAMIENTO INTERIOR.....	K. 2
ESTANTERÍA.....	K. 3
ENTREPLANTAS.....	K. 7
CLASIFICACIONES.....	K. 10
RELACIÓN ENTRE DESPLAZAMIENTOS Y AUTOMATIZACIÓN.....	K. 11
FUNCIONAMIENTO DE UN TRANSELEVADOR.....	K. 12

L. ERRORES Y CONCEPTOS EQUIVOCADOS HABITUALES

ERRORES EN EL PROCESO HABITUALES.....	L. 2
CONCEPTOS EQUIVOCADOS.....	L. 4

M. COSTES

VARIABLES EN LA SOLUCIÓN ESTRUCTURAL.....	M. 2
DISTRIBUCIÓN DEL COSTE POR ETAPAS.....	M. 4
VALORACIÓN CONTABLE.....	M. 11

N. ANÁLISIS COMPARATIVO CUALITATIVO

RATIOS COMPARATIVOS DE ESTRUCTURA.....	N. 2
RATIOS COMPARATIVOS EN FUNCIÓN DEL VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO.....	N. 9
RATIOS COMPARATIVOS ENTRE EDIFICIO CON ESTANTERÍA INTERIOR Y ESTANTERÍA AUTOPORTANTE.....	N. 12

O. CONCLUSIONES

ANEXO 1. LISTADO DE FIGURAS

ANEXO 2. BIBLIOGRAFÍA

ANEXO 3. PUBLICACIONES DERIVADAS DE LA TESIS

ESTADO ACTUAL DEL ARTE

Actualmente, y en prácticamente todos los proyectos realizados hasta la fecha, se utiliza estantería autoportante (figura 02) para la solución estructural de almacén logístico automatizado, es decir, que la propia estantería soporta además de los esfuerzos y cargas propias del almacenamiento, las cargas climáticas, cerramientos, etc... propias de la estructura del edificio.

Hablamos de edificios normalmente por encima de los 20m de altura, con pasillos de estantería hasta cubierta, atando la estantería por su parte superior y disponiendo correas en la envolvente sobre la que se dispone el cerramiento.

Sin embargo, el utilizar la estantería autoportante no es la única opción. Otra forma de resolver la envolvente es realizar una estructura para el edificio y luego una estantería no autoportante independiente en el interior. En la presente tesis se va a analizar esta opción en detalle desde el punto de vista estructural y envolvente en todos sus apartados (cimentación, estructura, fabricación, montaje, transporte, cerramiento, etc ...).



FIGURA 02. ESQUEMA DE UNA ESTANERÍA AUTOPORTANTE Y UN TRANSELEVADOR

La practica totalidad de la bibliografía y trabajos existentes consideran el caso de estantería autoportante, normalmente servidas por transelevadores automatizados, de tal forma que no existen tareas manuales dentro del almacenamiento.

Son edificios en los que aprovechando el entramado de estantería (figura 03), se disponen correas sobre las estanterías para resistir las cargas climáticas que transmite el cerramiento, introduciendo éstas como hipótesis nuevas de carga. Evidentemente modifica el diseño de la estantería el que deba resistir las cargas climáticas pero obteniendo valores aceptables de incremento de coste.

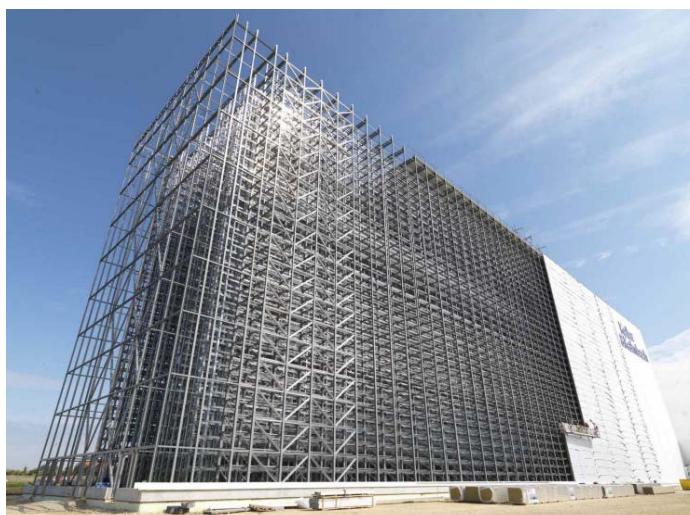


FIGURA 03. VISTA DE UNA INSTALACION DE ESTANERÍA AUTOPORTANTE

Existe una normativa específica para este tipo de equipamiento ya que no son edificios sujetos a la normativa de construcción de edificación. Se regula por normativa FEM (Federación Europea de Manutención) luego transpuesta a normas UNE y EN o por normativa RMI (USA). Ambas normativas desarrollan los equipamientos de estantería autoportante de forma completa y detallada.

Esta normativa de estantería define el diseño de todos los elementos que componen la solución, tanto de forma global como de cada pieza, y además, regula los ensayos obligatorios necesarios para validar los cálculos teóricos, tolerancias de montaje, tipologías, etc...

Este tipo de edificios están contruidos por grandes empresas nacionales e internacionales que suelen estar representadas en los comités técnicos normativos. Ejemplos de este tipo de empresas nacionales son Mecalux, Esmena, etc.. mientras que internacionales son otras como Nedcon por ejemplo. Estas empresas son especialistas en equipamiento tipo estantería en todas sus variantes y es un mercado cerrado para otros competidores. Esta especialización también conlleva implícito que el conocimiento para su diseño es cerrado y no es tan libre como pueda estar la estructura metálica en general. De ahí que la información referente a los diseños es difícil de encontrar o de conseguir, es un secreto muy bien guardado, y además al ser necesarios ensayos para varias validaciones se desconoce aun teniendo la información cuál es la capacidad real.

A diferencia de otros sectores de la estructura metálica como son las naves, edificios o edificios singulares de uso civil, industrial, agrícola, social, etc... , en los que cualquier fabricante puede ser polivalente, en el sector de la estantería y los autoportantes, la especialización es fundamental (figura 04). La base de estos edificios es la ingeniería y directamente relacionado está la fabricación de perfiles específica. Esta ingeniería se basa en la repetición de elementos, con cargas muy repartidas por módulo y por escala, lo que implica que se estudien muy en detalle una o dos secciones que luego se repetirán miles de veces.



FIGURA 04. PROCESO DE MONTAJE DE UNA ESTANTERÍA AUTOPORTANTE

A partir de un cálculo y diseño global se obtienen los esfuerzos en cada barra. Es a partir de aquí donde la ingeniería cobra un papel fundamental en el diseño de perfiles que tengan la máxima capacidad resistente en proporción al diseño más económico. El análisis global suma en cada sentido la rigidez de cada escala o arriostramiento.

En sentido vertical descendente las escalas soportan las cargas de uso (figura 05) y gravitatorias con elementos normalmente tipo celosía, en los que los perfiles transmiten tracciones y compresiones. Pero existen cargas horizontales siempre. Si la estantería es interior están las cargas de su propio peso, del equipamiento, los transelevadores y el peso de las unidades de carga.


Paleta	Dimensiones Frente x Fondo (mm)	Dimensiones de la Carga Frente x Fondo x Altura (mm)	Peso de la Paleta+Carga (kg)	Tipo de Paleta	Esquema
1	800 x 1200	900 x 1300 x 1600	1000	Europaleta. Colocación sobre estantería a lo largo o a lo ancho indistintamente. A lo ancho precisa travesaños de apoyo.	

FIGURA 05. UNIDAD DE CARGA TIPO (PALETA)

Pero además, si es autoportante tenemos las cargas climáticas. Y en este tipo de edificios que suelen tener una altura importante, con relaciones de altura frente al tamaño en planta elevadas, la carga de viento principalmente genera esfuerzos importantes. Son acciones horizontales muy importantes y que tienen la particularidad de aplicarse sobre en la fachada.

Las escalas son elementos formados por puntales verticales diagonalizados entre sí (celosías verticales). El esquema estructural está formado por escalas, unidas entre si, que resisten los esfuerzos verticales y horizontales.

Las escalas van a tener que soportar los esfuerzos debidos a las cargas de almacenamiento más las climáticas principalmente con tracciones y compresiones en las escalas (mas los esfuerzos cortantes existentes) pero además, las escalas de fachada tienen una importante componente de flexión, ya que el funcionamiento estructural en el plano es básicamente escalas, separadas por pasillos donde van los transelevadores, que están unidas entre sí por la parte superior, lo que da como resultado que compartan desplazamientos en su parte superior entre todas.

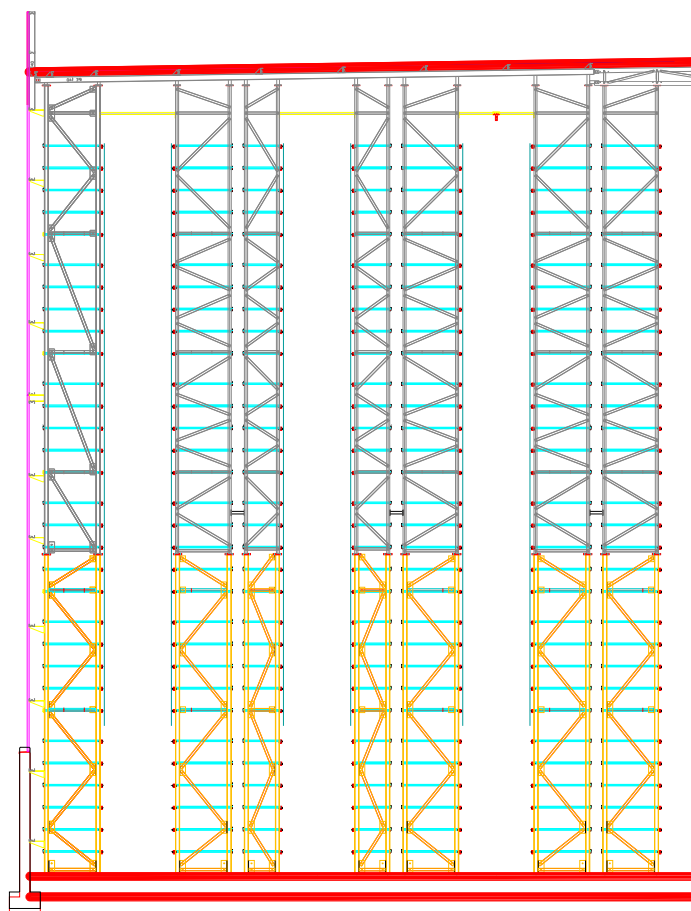


FIGURA 06. SECCION ESTANTERIA AUTOPORTANTE

Esta escala de borde suele ser diferente (figura 06), tanto en perfiles como en anclajes y reacciones, ya que las escalas son celosías planas formadas por perfiles conformados, normalmente con uniones articuladas o clipadas, arriostradas o atadas en sentido transversal.

Esta ingeniería ha hecho coincidir a los fabricantes en que el perfil conformado en continuo abierto es la opción más económica en relación a sus prestaciones. Este diseño generalizado ha implicado que la normativa recoja de forma específica este tipo de diseño de perfiles conformados multiperforados de sección abierta.

Al emplearse en cada instalación miles y miles de metros de perfil, por ejemplo en los puntales verticales de estantería, el estudio de las secciones se hace analizando la sección (figura 06 y 07) hasta el más mínimo detalle, analizando espesores de décima en décima de milímetro. Para ello se utilizan potentes programas de elementos finitos que analizan la sección y el comportamiento de las uniones.

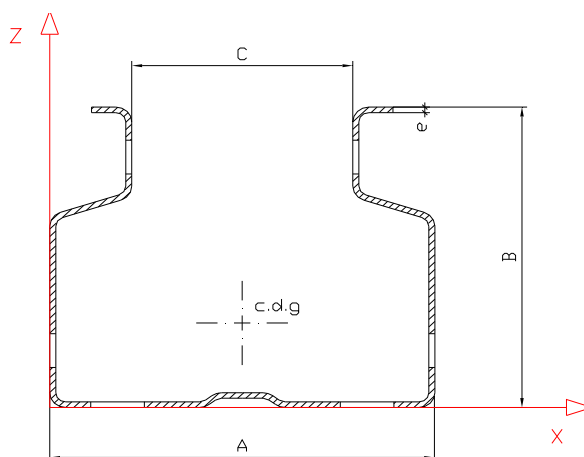


FIGURA 07. SECCION CONFORMADA ABIERTA MULTIPERFORADA DE PUNTAL

Estos perfiles conformados y estas uniones clipadas tan específicas presentan fenómenos de inestabilidad anteriores a alcanzar el límite elástico. Son fenómenos de abolladura por compresiones y flexiones, pandeo, pandeo lateral, etc. Por todo ello la normativa exige que estos perfiles corroboren su capacidad real mediante ensayos totalmente tipificados y descritos. Además, en cuanto a las uniones exige que la rigidez se valide mediante ensayo y luego esa curva de rigidez real se lleve al modelo teórico.

Con este proceso queda cerrado el diseño teórico avalado por ensayos de cada elemento individual.

A partir de aquí, el proceso de fabricación es sencillo al ser pocos elementos muy repetitivos, convirtiéndose en un gran puzzle en cuanto a número de piezas.

Desde el punto de vista de mi experiencia esta tipología de estantería autoportante presenta varios inconvenientes:

- En primer lugar la versatilidad nula, es decir, cuando se plantea un almacenamiento logístico debe estar totalmente definido desde el primer día y no puede modificarse en toda su vida útil. Esto va en contra del principio del desarrollo logístico ya que la capacidad de adaptarse a las necesidades de distribución desaparece. Se mantiene invariable en el tiempo en todas sus características ya que no es posible dejar una parte sin montar estantería para adaptarse a nuevas necesidades futuras, ni es posible cambiar un tramo o un pasillo, etc Sin embargo si se dispone de un edificio y una estantería independiente interior, sí es posible equipar una parte e ir ejecutando en años siguientes nuevo equipamiento adaptado a nuevas necesidades.
- En segundo lugar, la estantería autoportante NO es un edificio sino un equipamiento. Esto implica que a futuro no es posible quitar la estantería y utilizar el edificio con otros usos ya que la estructura es el propio edificio. Por tanto no se puede reciclar su uso o cambiar la estantería interior o redistribuirlo.

- Integración del Montaje en obra en el diseño. Analizados una gran cantidad de proyectos de este tipo, se observa que el cerramiento habitualmente es contratado de una forma independiente del resto de la estructura, es decir, que el estantero se centra en su negocio de diseño y fabricación, pero luego el montaje se subcontrata a una empresa independiente y por último el cerramiento a otra. El sistema de montaje en obra, tal cual se ejecuta materialmente y los criterios del diseñador de la estantería deben ser el mismo y aunque teóricamente es así, en la práctica no sucede tal. En obra se suceden cantidad de situaciones en las que es necesario decidir la validez de lo que se realiza y este criterio habitualmente sólo lo tiene el diseñador. La experiencia indica que un manual de montaje no recoge todo lo que sucede en una obra y el control de calidad no suele ser de la extensión que debiera. Además, en ciertos casos, se detectan problemas que son derivados de la fabricación y que se achacan al montaje de forma errónea como suele pasar cuando el material que se utiliza para hacer embutición no es adecuado y esto ocasiona roturas en los puntos de doblado, achacado frecuentemente de forma inconsciente a un montaje poco cuidadoso.
- Integración del cerramiento. El cerramiento se suele contratar a una empresa independiente y ésta lo ejecuta de la forma habitual y según la buena práctica del sector. Sin embargo, el diseño juega un papel previo importante ya que debe considerar todas las particularidades de éste para disponer su estructura base. El cerramiento se fija a la estructura secundaria de tal forma que la forma de fijación, distancias, tipos de fijación, detalles constructivos, etc deben estar totalmente descritos. Sucede que el especialista en estantería no es especialista en cerramiento y a la vista de muchos proyectos que se han ejecutado se observa que no se ha integrado correctamente. Este hecho se aprecia si se observa una instalación con punto de vista del cerramiento y se observa que la primera correa de fachada está muy separada del muro, que no existe doble correa donde se empuñan dos paneles de fachada, que no se diseñan los paneles de fachadas en tramos, que no se disponen las correas necesarias por fijación del cerramiento no por capacidad de éstas (aunque de forma general un panel soporte una luz entre correas de 1.5m por ejemplo, en zonas de esquina elevadas, con cerramientos de panel que llevan un tornillo cada junta de panel, es decir cada metro, esta fijación no es capaz de soportar toda la carga de viento puntual)

Y todo esto suele hacerse montado sobre una gran losa de cimentación, que hace las veces de solera y que se ejecuta completamente antes del montaje de la estructura.

Hasta aquí se define el estado del arte en este campo en el que la estantería autoportante está presente en casi la totalidad de las instalaciones.

Se pretende en esta tesis analizar de forma detallada la alternativa a esta propuesta, que no es más costosa ni requiere más tiempo, y que presenta unas ventajas y capacidad de evolución logística muy interesantes.

OBJETIVO DE LA TESIS

El objetivo fundamental de esta tesis es poner en valor toda la información referente al diseño estructural óptimo de silos logísticos de gran altura, aportando un análisis en ratios evaluables y comparables basados en la teoría y la experiencia, con el fin de indicar cómo afectan las diferentes características del edificio a la solución óptima desde el punto de vista de coste.

Todo ello haciendo a la vez una comparativa con el estado actual de la técnica que tiende a ir a estantería autoportante, que tiene un gran desarrollo tecnológico en estos momentos, es decir, que la comparativa de esta tesis es:

- Edificio con estructura soporte de cerramiento con una estantería interior independiente.
- Estantería autoportante con cerramiento envolvente.

La búsqueda del diseño óptimo en función de los condicionantes de una obra es siempre el objetivo a buscar. Y es variable en función de muchos factores que serán analizados de forma pormenorizada.

El conjunto de factores incluye el análisis teórico basado en la justificación analítica, el análisis práctico basado en la ejecución y el análisis comparativo según las diferentes obras y soluciones ejecutadas incluyendo la influencia de otros parámetros como tiempo de ejecución, solape de tareas, climatología, instalaciones, contraincendios, etc...

Esta tesis aporta una validación estructural de un sistema basado en la ejecución de edificios para almacenamiento logístico automatizado para instalar una estantería interior. Para ello esta tesis aporta la información necesaria para:

- Tener en cuenta los requerimientos logísticos necesarios
- Condicionantes del diseño en función del entorno (terreno), acciones, dimensiones,... para generar un rango de validez de cada diseño estructural.
- Integrar las instalaciones en la estructura del edificio y sus acciones
- Analizar procesos para buscar la optimización de la fabricación y el transporte a obra
- Análisis pormenorizado con ratios del proceso del montaje en obra y secuencias de organización para la optimización del proceso.
- Problemas, conceptos erróneos y no conformidades habituales
- Ratios medibles y comparables para poder evaluar alternativas y comparación con lo ya existente como valores de referencia
- Definición de un control adecuado aplicable en todos los procesos y puntos críticos.
- Análisis de los diferentes esquemas estructurales posibles y rangos de validez
- Ensayos a escala real de soluciones estructurales y comparativas con los valores teóricos de diseño.

El resumen global es la integración del proceso completo del edificio desde su concepción, la ingeniería, la integración de las instalaciones, la fabricación, los acabados, el transporte, el cerramiento, el montaje en obra y el análisis en cada proceso y en el global del coste por ratio (para comparar más de 20 ratios) y en escala temporal.

A partir del análisis de esta tesis se puede:

- Tener presente todo lo necesario para el diseño completamente integrado y no por partes no interrelacionadas
- Tener valores comparables entre edificios diferentes en cuanto a optimización de cada parte del mismo
- Disponer de herramientas que indican cuánto influye cada característica que se modifica por separado, ya sea aumentar la luz, modificar el número de pilares del pórtico, variar la altura, etc...
- Saber los costes por cada partida tanto globales como desglosados
- Conocer los tiempos de cada tarea, en cada momento y el personal necesario por tarea
- Organizar la entrega de materiales y fabricaciones en función de la obra
- Ver técnicamente la diferencia entre el diseño estructural y un ensayo real de la estructura para evaluar la capacidad real de la misma y la influencia de ciertos elementos en la misma.
- Capacidad inmediata de comparar esta solución del edificio con un autoportante
- Conocer qué características del entorno y la logística afectan al edificio y cuantificar su influencia de forma cuantitativa y cualitativa.
- Obtener diferentes tablas, gráficos y mediciones interrelacionadas que aportan de forma visual la influencia de cada característica en función de varios parámetros para poder tomar decisiones.

Esta tesis presenta la dificultad de que las empresas no aportan esta información por tener un importante contenido de información que no quieren compartir. Es el know how de cada empresa y tanto con este sistema como en el autoportante, se guardan mucho de que pueda ser conocido por su competencia.

Existen trabajos relacionados con la estantería, su normativa, el diseño de perfiles y soluciones pero no se ha tratado hasta la fecha el caso singular de forma cuantitativa y cualitativa del edificio envolvente de estantería en vez del autoportante, con la metodología que se analiza en esta tesis.

Aunque ver una estructura puede resultar sencillo, la dificultad está en ver como esta diseñada, cómo se justifica y cómo es el modelo de cálculo. Pero existen más condicionantes que buscar el diseño más optimizado en peso o fabricación, que desde el punto de vista de la ingeniería parece el objetivo. Y realmente el objetivo es el global, en coste y en tiempo.

Y ello implica que debe evaluarse conjuntamente el transporte y la puesta en obra así como integrar en fase inicial las instalaciones. Todo esto se define en la presente tesis y se obtienen los resultados indicados.

Con la presente tesis se ha conseguido definir de forma cuantitativa y cualitativa todos los parámetros de un edificio de almacenaje automatizado de forma integrada e interrelacionada, con comprobaciones teóricas y ensayos a escala real, validada con la experiencia basada en diferentes edificios ejecutados con mediciones exhaustivas y comparadas de estos parámetros.

Es por tanto una tesis teórica de análisis avalada por la ejecución realizada.

METODOLOGÍA Y LÓGICA DE LA INVESTIGACIÓN

Para un análisis exhaustivo de todos los factores que intervienen en un diseño óptimo debe analizarse cada uno de ellos de forma separada e individual, además de ver la influencia e interconexión entre ellos.

Se procede por tanto a evaluar cada factor de forma individualizada y detallada. Además se procede a describir los detalles que influyen de forma decisiva en el global.

El diseño integrado exige precisamente el evaluar, en fase de diseño y no en fase de obra, la totalidad de factores que intervienen en la búsqueda del edificio óptimo para su uso. No se busca un óptimo parcial sino un óptimo global que además de buscar el menor peso, el menor coste, el menor plazo de ejecución y todas las acciones de cálculo, busque también la mejor adaptación a las instalaciones, su suportación, accesos, disposición, integración de equipamiento interior y permitiendo que un edificio esté vivo en cuanto a modificaciones a lo largo de su vida útil.

Para todo esto primero se plantean todos los factores que intervienen en el proceso de decisión, explicando su importancia y las diferentes opciones posibles. Dentro de todos ellos cabe destacar la importancia de las instalaciones ya que además de las acciones que transmiten y que debe soportar la estructura del edificio, exige una subestructura de suportación, fijaciones, pasos, disposiciones, separaciones, distancias de apoyo, acciones, antisismos, dilataciones,... que condicionan plenamente el diseño estructural global.

Además esta suportación, que tiene una normativa específica, supone un reto importante en fase de diseño o un sobrecoste en tiempo y plazo importante cuando se deja para solventar y plantear en fase de obra. Para la fase de diseño la modelización 3D de un edificio en detalle supone una necesidad difícilmente sustituible en ciertas ocasiones por vistas 2D.

Luego se plantean los diferentes esquemas estructurales posibles viendo sus ventajas e inconvenientes para este tipo de edificio. Dentro de este análisis estructural, existe un apartado específico dedicado a las correas de cubierta.

Se ha realizado un análisis detallado por los diferentes métodos de cálculo. Y a partir de este análisis se han realizado ensayos a escala real de cubiertas validando estructuras secundarias de cubierta y comparándola con los modelos de cálculo tanto tradicionales como avanzados (Método Elementos Finitos) realizados previamente.

A continuación se analizan todos los apartados de la estructura: fabricación, acabados, transporte, montaje, control de calidad y tiempos. Se debe incidir en errores de diseño habituales y conceptos no adecuados en cada apartado, y se incide en la importancia de un diseño coordinado de la fabricación con la secuencia de montaje.

Toda la topología estructural se evalúa planteando un edificio que posteriormente dispone de un equipamiento interior (estantería, entreplanta, traslós,...) frente a una solución de estantería autoportante que es un equipamiento, no un edificio.

Una vez analizados todos los capítulos se plantea la economía de la solución y los factores. Finalmente se analiza el global de la gestión integral del edificio y se evalúan ratios medibles comparativos tanto del edificio como de las soluciones.

Estos ratios planteados y que no se evalúan habitualmente, basados en la teoría y sobre todo en la medición práctica de edificios similares realizados, aporta la medición cuantitativa de la eficiencia de la solución constructiva propuesta, apoyando la evaluación cualitativa de integración global de todos los elementos del edificio.

A partir de esta metodología, se desarrolla una lógica de una investigación de integración de factores y elementos.

A. LAYOUT

El layout define la integración de las diferentes áreas funcionales logísticas en un único edificio organizando cada elemento, equipamiento, dispositivo,... (FIGURA A2)

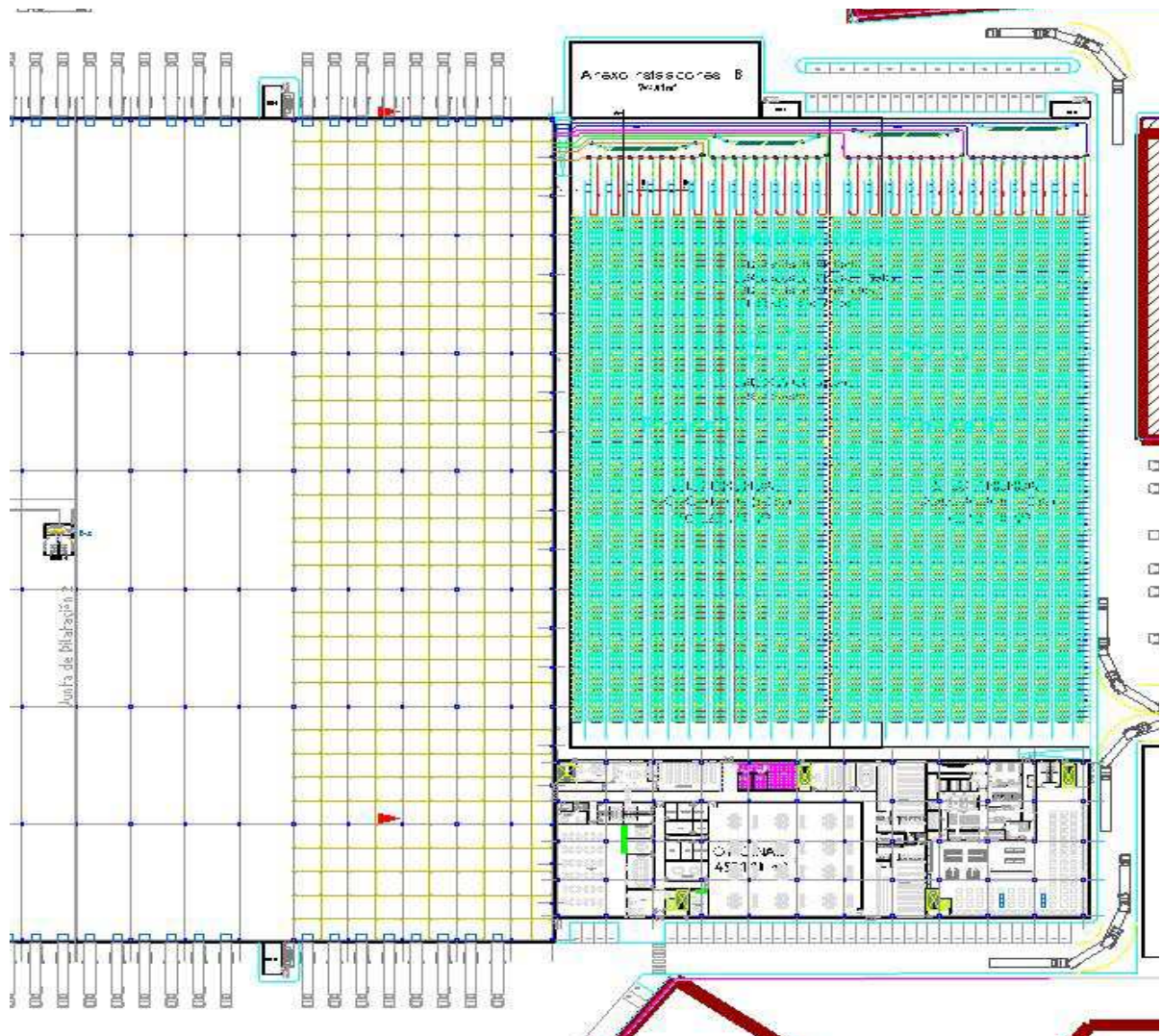


FIGURA A2. LAYOUT E IMPLANTACIÓN

En un edificio de almacenamiento logístico, el layout integra varias partes: comunicación con edificio logístico de distribución, zona de almacenaje y zona de cabecera.

La zona de comunicación con el edificio logístico de distribución o zona de Entradas/Salidas se ve en otro apartado en detalle.

La zona de almacenaje se corresponde con la zona de estantería que aprovecha al máximo el espacio para aumentar el número de posiciones. Evidentemente cuanto mayor sea su superficie dentro del edificio mayor aprovechamiento tendrá.

La zona de cabecera es la encargada de conectar las estanterías con el edificio de distribución logística. Para ello recibe o envía la mercancía de la estantería y mediante caminos automatizados los moviliza a la cadena logística tanto entrando al almacén como saliendo del mismo. Se estructura habitualmente en varios niveles de tal forma que cada pasillo puede entregar o recibir mercancía en varios puntos aumentando la velocidad del sistema. Cuando el transelevador de un pasillo (maquina por pasillo que distribuye material desde cabecera a una posición de almacenaje o viceversa) recibe la orden de retirar una posición almacenada y llevarla a cabecera, éste lo deja en la misma y procede a ejecutar la siguiente orden en otro nivel que se está situando en paralelo en el tiempo. Lo mismo sucede con cada pasillo.

ALTURA

La altura está supeditada básicamente a las necesidades, al equipamiento interior y al coste. En general la tendencia es ir a edificios lo más altos posible para aumentar las posiciones de almacenamiento para un mismo pasillo, ante las otras alternativas de aumentar longitud o aumentar número de pasillos. Son habituales alturas entre 20 y 35m.

La cota 0,00 de referencia en cada centro logístico para plataforma logística debe ser único. Es decir, que todos los edificios tienen la misma cota base de referencia. Esto es importante porque es habitual que las naves logísticas tengan en torno a 1,20m la solera interior respecto a la urbanización exterior para los muelles de carga, mientras que los silos suelen estar a cota de urbanización. Por tanto, como existen elementos de interconexión como las pasarelas, es importante mantener la misma referencia en todos los edificios.

Como primer criterio evidentemente está el urbanístico y legal. En la mayoría de zonas industriales es posible sobrepasar la altura límite urbanística justificando su necesidad pero exige a cambio muchas veces mayores retranqueos, tanto en valor absoluto como en una parte de la altura. Este requerimiento condiciona el diseño del edificio.

Además existen otros valores límite que vienen definidos por la seguridad aérea. En polígonos próximos a aeropuertos, la navegación aérea impone limitaciones en altura a los edificios. Y esta limitación además de ser para el edificio también existe en fase de obra, cuando las grúas tienen que superar la cubierta del edificio para su montaje.

Sin embargo, frente a estas limitaciones, existe una alternativa. La limitación se fija como una altura máxima desde el nivel del terreno o como una cota absoluta respecto al nivel del mar. Por tanto, lo que sí es posible es bajar la cota de apoyo y disponer el suelo del edificio por debajo del nivel del terreno, ganando altura interior hacia abajo en vez de hacia arriba. Esta solución implica varios temas a tener en cuenta:

- Es necesario una excavación adicional voluminosa en la cual es necesario prever a dónde se puede llevar todo el material que se elimine. Es una cantidad importante ya que suelen ser edificios con bastante superficie. Por ejemplo, un edificio de 200m de largo por 100m de ancho, con bajar 2m su cota de apoyo supone $200 \times 100 \times 2 = 40.000 \text{ m}^3$ de tierra (4.000 camiones de 10 m^3), a lo que hay que sumar el esponjamiento del material tras excavarlo.
- Normalmente al bajar a la cota de cimentación lo que se consigue es que la cimentación apoye en estratos con mayor capacidad portante, con lo que el cálculo de la misma es más favorable.
- Se debe revisar el nivel freático
- Debe tenerse en cuenta la eliminación de agua con bombas automáticas en caso de inundación accidental.
- Hay que considerar el coste del muro de contención perimetral adicional.

EL MOVIMIENTO DE PERSONAS EN EL INTERIOR.

El estudio de movimientos indica que existen distancias a veces kilométricas que condicionan el aprovechamiento del personal y su trabajo. Estos edificios de almacenamiento están muy automatizados. Ello implica que la densidad de trabajadores es muy baja o prácticamente nula. Solo aparece personal de mantenimiento. En la zona de entreplanta existe movimiento de mercancías con caminos marcados o señalizados. Sin embargo en la zona de traslados, si es necesario acceder a un pasillo se hace imprescindible anular el traslado y desconectarlo. En caso contrario existe un riesgo elevado de accidente ya que el traslado no tiene detector de presencia que tenga una orden automática de parada.

B. ACCIONES, COMBINACIONES Y NORMATIVA

El diseño del edificio y su estructura debe estar diseñado para soportar todas las acciones tanto resistentes como por las deformaciones inducidas. Las acciones a tener en cuenta son las climatológicas, las sobrecargas debidas al uso y al funcionamiento de los equipos y las debidas a las instalaciones. En detalle, las acciones que son diferentes a las de un edificio habitual son:

1. PESO PROPIO

Evidentemente esta carga considera el peso propio de los materiales empleados. Pero es conveniente ajustar el peso propio de los cerramientos. La imprecisión de este valor genera un cálculo distorsionado tanto por exceso como por defecto. Un valor de peso propio de cerramiento menor del real implica que la combinación con todas las sobrecargas de instalaciones dará lugar a esfuerzos menores de los reales. Igualmente un valor excesivo de peso propio da lugar a una combinación con viento en succión (vertical ascendente) menor de la real ya que en este caso el peso propio vertical descendente es favorable.

1.1 PESO PROPIO DE CERRAMIENTO DE FACHADA

En fachada, el peso propio del cerramiento genera paños con pesos propio importantes. Por ejemplo, un vano de 12m en un edificio de 30m de altura y 25kg/m^2 supone 9000 kg. Este valor es importante y va a condicionar el diseño de la estructura de la fachada (FIGURA B1).

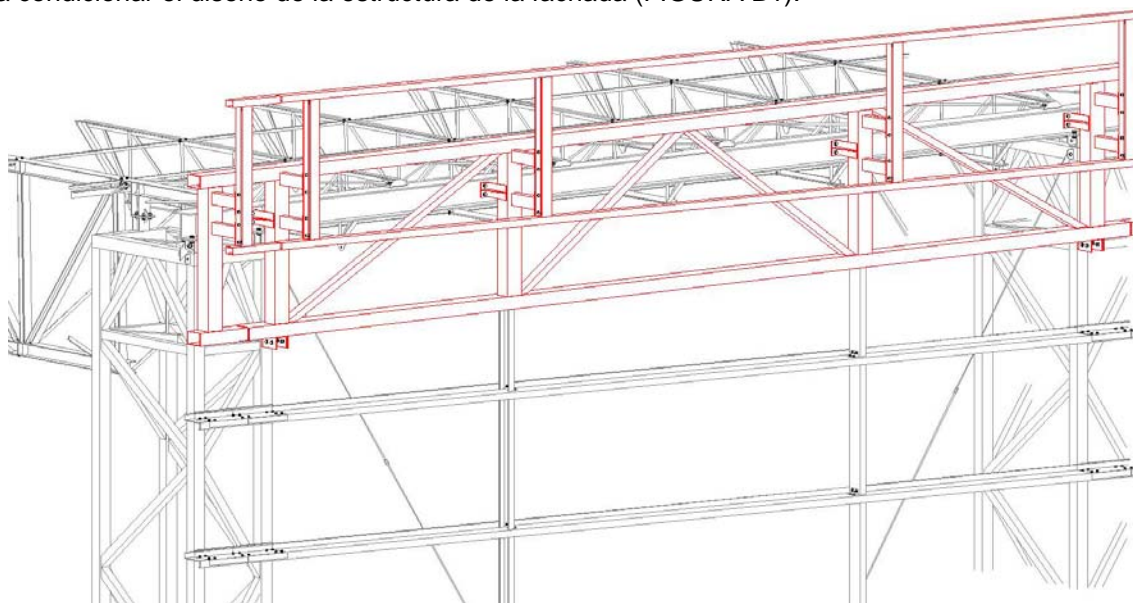


FIGURA B1. SISTEMA ESTRUCTURAL DE FACHADA

Independientemente de las acciones horizontales, básicamente viento, el peso propio genera un condicionante estructural no despreciable. Habitualmente, en edificios tipo nave de mucha menos altura se suelen disponer elementos conformados en perfiladora tipo C o Z, diseñados y dispuestos para resistir las acciones del viento. Estos perfiles tienen valores importantes de inercia en el eje principal pero no en el eje secundario y con baja resistencia a la torsión. Con fachadas bajas esto se soluciona en fase de montaje con un alineamiento provisional y obligando al panel a trabajar como un elemento rígido por tramos de 1m. Para poca carga y vanos normales es posible ya que las deflexiones y los esfuerzos son bajos. Para edificios altos vemos que los valores son muy importantes. Aquí es importante definir el funcionamiento estructural y a partir de ahí ver la forma de resolverlo: en primer lugar el panel se fija, cada metro aprox., a cada línea de correa. Esta fijación se realiza con un tornillo autorroscante de punta broca, que debe soportar un peso proporcional al área del panel que sujeta. Sin embargo la correa esta fijada al pilar por su lado interior en los apoyos lo que da lugar a un torsor equivalente a la resultante vertical del peso del panel por el canto que tenga la correa. En vanos largos se necesitan correas con un canto más elevado para que tengan un modulo resistente suficiente para resistir las acciones del viento, pero esto da lugar a flexiones verticales mayores y a torsores mayores. La solución a este problema puede ser la de hacer correas que soporten cada esfuerzo de torsión por si mismas, como puede ser el utilizar perfiles de sección cuadrada o rectangular (tubos) o disponer elementos de interconexión entre correas que eviten el giro debido al torsor, que fijen el desplazamiento vertical de dos correas consecutivas y todo ello colgado de un punto fijo (FIGURA B2).

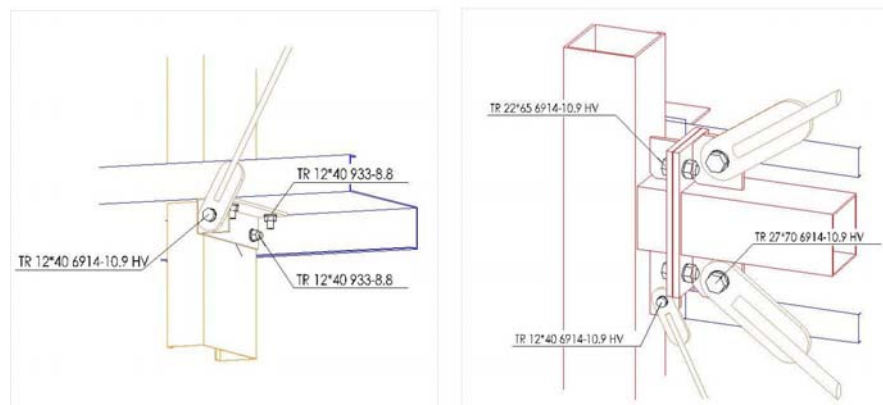


FIGURA B2. CUELQUES Y DETALLES DE FACHADA

Una de las soluciones más económicas es utilizar perfiles conformados en perfiladora en acero galvanizado en continuo, con atados verticales entre líneas (mantienen distancia y evitan giros diferenciales) con cuelgue superior a una celosía específica e incluso cuelgues intermedios a 45 grados desde esas líneas de atados.

Esa celosía superior es un elemento que se utiliza simultáneamente de varias formas: Los cordones horizontales hacen de correa para fijación de panel, soportan el peso del vano de panel en vertical, hacen de fijación y soporte del peto interior, sirven de fijación de las gárgolas de desagüe, hacen de elemento a compresión de la estructura entre pórticos.

En cuanto a las instalaciones no deben considerarse como peso propio ya que son susceptibles de variación a lo largo de la vida útil del edificio.

AUTOPORTANTE: Un edificio de estantería autoportante no presenta esta particularidad ya que la distancia entre bastidores suele ser bastante inferior al vano de estructura, en torno a 2-3m frente a los 8-11m. Esta situación da lugar a correas de menos canto y que presentan un requerimiento a carga vertical mucho menor.

1.2 PESO PROPIO DE CERRAMIENTO DE CUBIERTA

El cerramiento de cubierta habitual en este tipo de instalaciones son cubiertas deck, habitualmente con lana de roca como aislante que rondan lo 20 a 25 kg/m². Su definición exacta, en cuanto a peso, es importante ya que, como se ve en la combinación con viento, existen zonas donde no existe una combinación en succión si el peso propio es suficiente, lo que evita pandeos en esta combinación. Sin embargo, en sentido contrario, un peso propio más alto implica mayor capacidad resistente de la estructura frente a cargas gravitatorias descendentes, aumentando el coste.

2 SOBRECARGA DE USO

La sobrecarga de uso de una cubierta de un edificio logístico debe evaluarse desde un contexto realista. En normativas recientes ha aparecido una especificación propia para cubiertas ligeras accesibles solo para mantenimiento, que es este caso, con un valor de 40 kg/m² uniforme (y una comprobación de sobrecarga puntual de 100kg no simultánea con la distribuida) que no es concomitante con el resto de acciones variables (CTE DB SE-AE). Ahora bien, por ejemplo, este valor representa en un edificio de 10.000m² una carga total de 400 ton. Aunque esta cantidad es desproporcionada, por metro cuadrado no es un valor demasiado importante ya que habitualmente la carga de nieve es igual o superior y si se combina con el resto de acciones variables, por lo que en este caso no tiene incidencia este valor. Aunque sí debe considerarse.

Además es conveniente que este valor sí se cambie con sobrecarga de instalaciones, ya que, aunque es recomendable tratarlas como sobrecarga su permanencia en el tiempo es total (como el peso propio).

AUTOPORTANTE: En estantería autoportante puede considerarse una sobrecarga similar.

3 SOBRECARGA DE VIENTO

Es una de las acciones que más condiciona el diseño estructural global del edificio. En edificios altos los empujes son muy importantes sobre las fachadas, tanto en presión como en succión. En las esquinas de la cubierta y de la fachada los elevados empujes condicionan la estructura, las fijaciones y también el cerramiento.

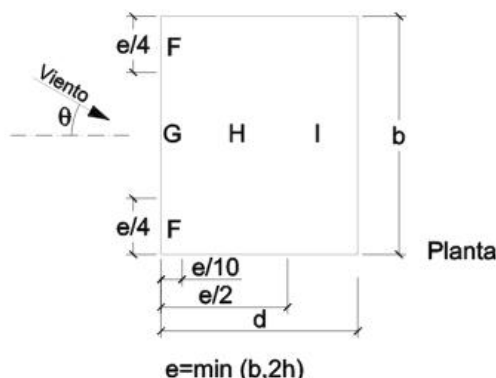


FIGURA B3. TABLAS CTE CUBIERTA PLANA

En cubierta, existen zonas en las esquinas en las que, para cubiertas planas (pendiente menor del 5%) según la tabla D.4 del CTE DB SE-AE (Código Técnico de la Edificación, Documento Básico de Seguridad Estructural, Acciones en la Edificación), y según EUROCÓDIGO, la carga es la más elevada y la que condiciona el diseño de los elementos del edificio (FIGURA B3). La carga a aplicar en una superficie debida al viento es, de forma general:

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p$$

Como se puede apreciar en la tabla D.4 del CTE DB SE-AE, la norma CTE (al igual que el Eurocódigo parte 2.4) segrega los coeficientes en función de si dispone o no de parapeto, ya que los fenómenos físicos que se producen son diferentes.

Según esta tabla, para la situación de diseño inicial se considera un coeficiente en la zona F (la más desfavorable) de -1.8 para áreas superiores a 10m². Por ejemplo para un peto de 40cm, si entramos en la tabla en las filas Con parapetos, para $h_p/h=0.013$ se utiliza el valor más próximo $h_p/h=0.025$ con lo que $C_p=-1.6$.

OTRA NORMATIVA: EUROCODIGO [1] [2] [3] [4] [5]

Según el EUROCODIGO 1, normativa base de la normativa española CTE, en su parte 2-4 ACCIONES EN ESTRUCTURAS. ACCIONES DEL VIENTO según la figura 10.2.4 y según la tabla 10.2.2 los coeficientes coinciden exactamente con el DB SE-AE, siendo -1.6 el coeficiente para cubierta con parapetos zona F (FIGURA B4).

Tabla 10.2.2
Coeficientes de presión externa para cubiertas planas

		Zona							
		F		G		H		I	
		$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
Aleros de bordes cortantes		-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	$\pm 0,2$	
Con parapetos	$h_p/h = 0,025$	-1,6	-2,2	-1,1	-1,8	-0,7	-1,2	$\pm 0,2$	
	$h_p/h = 0,05$	-1,4	-2,0	-0,9	-1,6	-0,7	-1,2	$\pm 0,2$	
	$h_p/h = 0,10$	-1,2	-1,8	-0,8	-1,4	-0,7	-1,2	$\pm 0,2$	
Aleros redondeados	$r/h = 0,05$	-1,0	-1,5	-1,2	-1,8	-0,4		$\pm 0,2$	
	$r/h = 0,10$	-0,7	-1,2	-0,8	-1,4	-0,3		$\pm 0,2$	
	$r/h = 0,20$	-0,5	-0,8	-0,5	-0,8	-0,3		$\pm 0,2$	
Mansardas	$\alpha = 30^\circ$	-1,0	-1,5	-1,0	-1,5	-0,3		$\pm 0,2$	
	$\alpha = 45^\circ$	-1,2	-1,8	-1,3	-1,9	-0,4		$\pm 0,2$	
	$\alpha = 60^\circ$	-1,3	-1,9	-1,3	-1,9	-0,5		$\pm 0,2$	

FIGURA B4. TABLAS EUROCODIGO CUBIERTA PLANA

Según varios estudios desarrollados en tesis doctorales y estudios en túneles de viento, la influencia del parapeto y de su porosidad es elevada. En nuestro caso la porosidad es cero (el cerramiento no tiene permeabilidad al paso del aire). Los parapetos reducen la carga de viento sobre cubierta y se genera un comportamiento físico diferente al caso de no existir.

Crean una sombra sobre la cubierta que disminuye el coeficiente eólico según la formación del torbellino cónico. Además se comprueba experimentalmente que la variación no es lineal y varía en función de la altura, la altura de peto, el ángulo de incidencia,... Para edificios en torno a los 30m de altura, el coeficiente C_e varía en función de la expresión (CTE DB-AE), según anejo D.3:

$$c_e = F \cdot (F + 7 k)$$

$$F = k \ln (\max (z, Z) / L)$$

Desarrollando esta fórmula a intervalos de 1m de altura, se obtiene la siguiente tabla (FIGURA B5):

z	F	ce	ce-lineal	desfase
1,00	0,70	1,42	1,95	0,52318
2,00	0,70	1,42	1,94	0,51978
3,00	0,78	1,64	1,99	0,34999
4,00	0,83	1,80	2,04	0,23586
5,00	0,87	1,93	2,08	0,15368
6,00	0,91	2,04	2,13	0,09239
7,00	0,94	2,13	2,18	0,04589
8,00	0,96	2,21	2,22	0,01046
9,00	0,99	2,29	2,27	- 0,01636
10,00	1,01	2,35	2,32	- 0,03629
11,00	1,02	2,41	2,36	- 0,05056
12,00	1,04	2,47	2,41	- 0,06011
13,00	1,06	2,52	2,46	- 0,06564
14,00	1,07	2,57	2,50	- 0,06772
15,00	1,08	2,62	2,55	- 0,06679
16,00	1,10	2,66	2,60	- 0,06323
17,00	1,11	2,70	2,64	- 0,05733
18,00	1,12	2,74	2,69	- 0,04935
19,00	1,13	2,77	2,74	- 0,03949
20,00	1,14	2,81	2,78	- 0,02795
21,00	1,15	2,84	2,83	- 0,01487
22,00	1,16	2,88	2,88	- 0,00039
23,00	1,16	2,91	2,92	0,01537
24,00	1,17	2,94	2,97	0,03231
25,00	1,18	2,96	3,02	0,05034
26,00	1,19	2,99	3,06	0,06937
27,00	1,20	3,02	3,11	0,08934
28,00	1,20	3,04	3,15	0,11019
29,00	1,21	3,07	3,20	0,13184
30,00	1,22	3,09	3,25	0,15426
31,00	1,22	3,12	3,29	0,17739
32,00	1,23	3,14	3,34	0,20119

ce-lineal min=	1,94
ce-lineal max=	3,34
ce- cubierta=	3,14

FIGURA B5. COEFICIENTE DE EXPOSICIÓN

Esta función se puede aproximar a una recta de forma que la variación con la altura sea lineal según se ve en la FIGURA B6 (la desviación es muy baja):

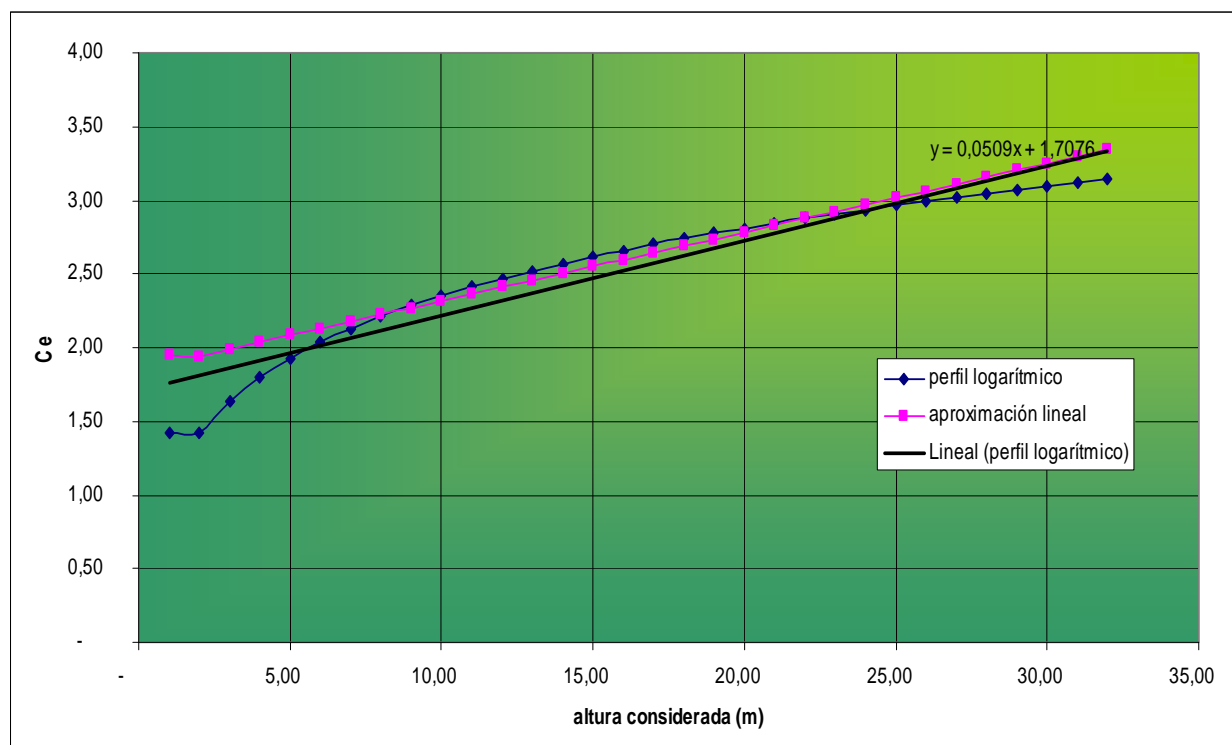


FIGURA B6. CARGA DE VIENTO SOBRE FACHADA

Con esta carga variable de forma lineal se obtienen las cargas en fachada por pórtico (FIGURA B7):

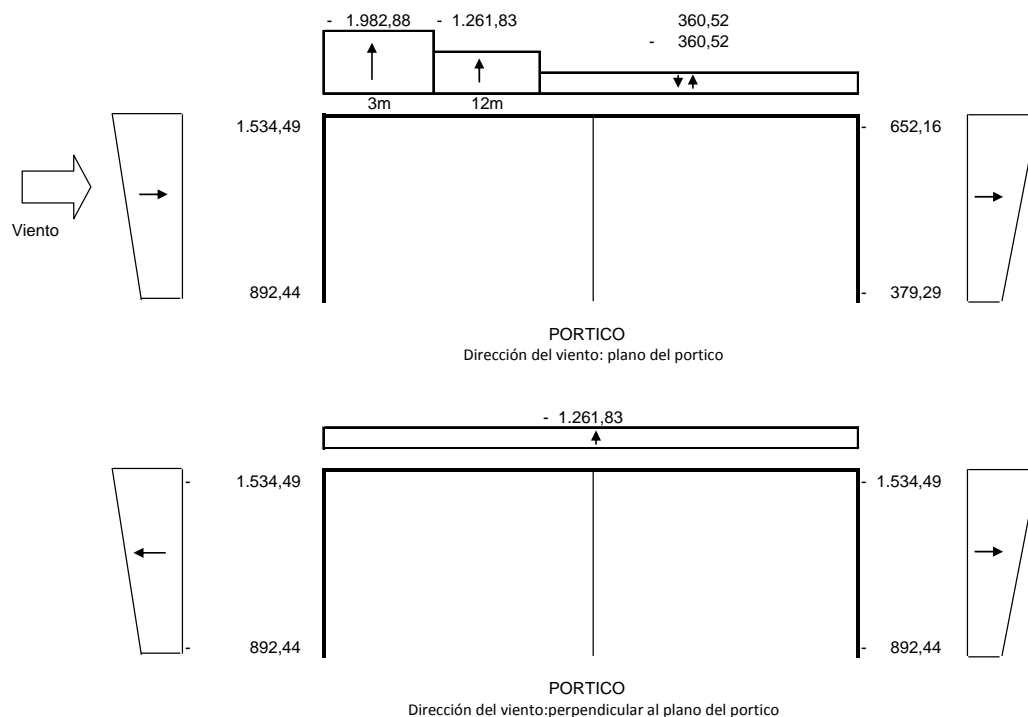


FIGURA B7. CARGA DE VIENTO SOBRE PORTICO

Esto ocurre en todas las fachadas y en todas las direcciones de viento.

En cuanto al diseño de la carga sobre los cerramientos, en las esquinas de la cubierta aparecen unas zonas (F) en las que presenta un coeficiente C_e elevado.

Esto aplicado al cerramiento implica que sobre cada chapa o panel de cubierta, que es un elemento biapoyado o multiapoyado continuo, FIGURA B8, tenemos una carga que soportar, en casos no constante en valor a lo largo del eje.

Habitualmente la chapa o panel de cubierta es un elemento entre 6 y 12m (FIGURA B9) que se solapa en ambos sentidos. Suelen ser franjas en torno a 1m de ancho y que se dimensiona como viga continua multiapoyada. Por tanto, en función de las cargas, los apoyos y las distancias entre estos, tendremos unos esfuerzos a soportar, lo que da lugar básicamente a unas propiedades de Inercia y módulo resistente que debe tener el elemento de cerramiento:

Además es preciso el diseñar el sistema de fijaciones de ese cerramiento

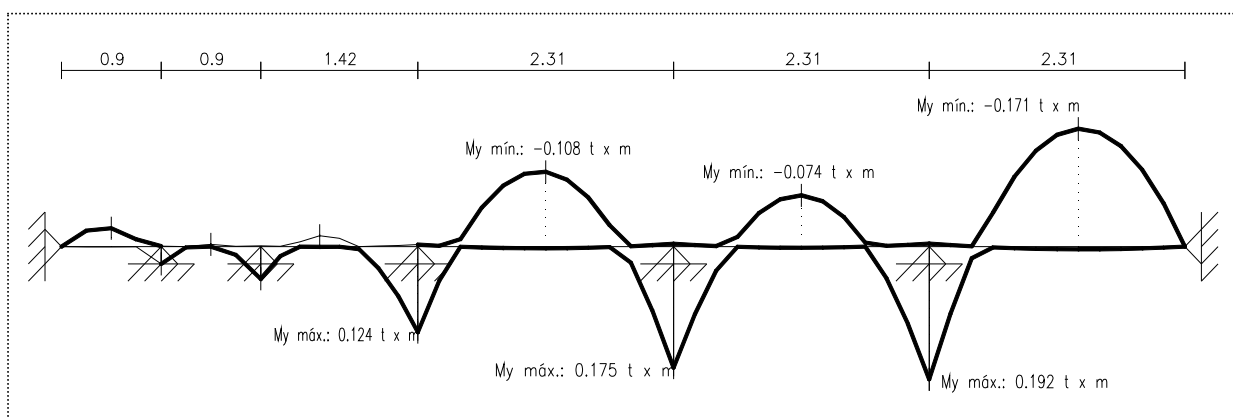


FIGURA B8 LEYES DEL CALCULO DE LA CHAPA DE CUBIERTA



FIGURA B9. DESPIECE DE CHAPA

AUTOPORTANTE: El efecto del viento no se ve influido por la estructura interior, bien sea de edificio o de estantería autoportante.

LOS EFECTOS DINÁMICOS DEL VIENTO

Hasta hace pocos años, a nivel de normativa general, prácticamente no se había contemplado la posibilidad de que ocurrieran estos efectos sobre las estructuras, tal como se puede observar en la instrucción "NBE AE 88, Acciones en la Edificación", en donde únicamente se considera la acción del viento como acción estática.

Sin embargo, en el más reciente Código Técnico de la Edificación (C.T.E.) se especifica que, en el caso de estructuras sensibles a los efectos dinámicos inducidos por el viento, será necesario efectuar un análisis dinámico detallado y comprobar su seguridad frente a la fatiga.

Así, se consideran especialmente sensibles aquellos edificios cuyas dimensiones cumplen alguna de las siguientes relaciones: $h > 100\text{m}$, $h/d < 10$, $h/b > 10$, siendo h la altura del edificio, d su dimensión en el sentido paralelo a la dirección del viento y b en el sentido perpendicular al viento.

Si, conforme al gráfico siguiente FIGURA B10, el caso está situado en el rango de las estructuras sensibles frente a los efectos dinámicos.

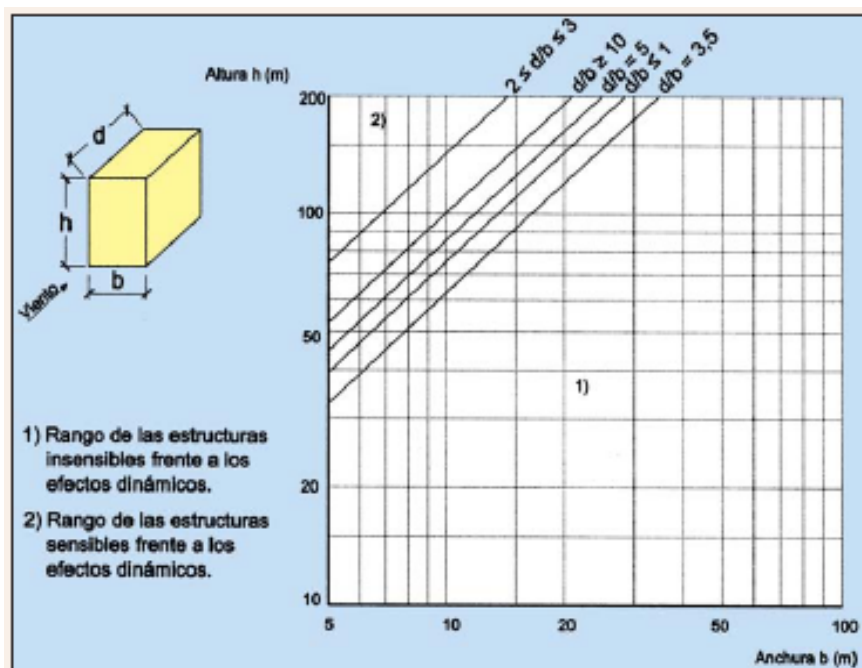


FIGURA B10. INFLUENCIA DE DIMENSIONES EN EFECTOS DINÁMICOS

Ahora bien, ¿en qué consiste ese análisis detallado? El Eurocódigo 1 (Parte 2-4), cuyo ámbito de aplicación es más amplio que el C.T.E. puesto que incluye tanto las estructuras de edificación como de Ingeniería Civil, proporciona métodos de cálculo para cada uno de estos efectos dinámicos.

En general, en estos métodos se determina una velocidad crítica dependiente de distintos parámetros geométricos y modales de la estructura y se ha de conseguir en el diseño que dicha velocidad se aleje lo más posible de la velocidad del viento actuante. Además, en el caso específico de las inestabilidades aeroelásticas se establecen unos sencillos criterios para valorar la sensibilidad de las estructuras a estos efectos. Si estos criterios no se satisfacen se deben realizar cálculos numéricos o ensayos en túnel de viento.

En los edificios logísticos que nos ocupan, las alturas toman valores importantes pero sus dimensiones en planta son también importantes por lo que es muy difícil entrar en el rango de análisis dinámico.

CÁLCULO DE FIJACIONES

Para el cálculo de fijaciones se utilizan las distintas zonas que se dan en cubierta de un edificio. Este dimensionamiento, que es muy importante, no se trata habitualmente con la precisión que requiere. Un cálculo inapropiado o sin tener en cuenta las zonas críticas, como los bordes y esquinas, da lugar a colapsos del cerramiento en esos puntos que pueden provocar un fallo mayor, ya que a partir de que el viento entre en el edificio la distribución de coeficientes eólicos es diferente.

Para una cubierta habitual no accesible (sólo mantenimiento) el proceso es el siguiente:

1º – Se define el soporte de la cubierta no accesible:

Por ejemplo, se suele ser una chapa metálica grecada de 0.7 hasta 1.2mm de espesor y una altura de 60 a 100mm, sobre el que se dispone el aislamiento térmico, normalmente lana de roca.

2º – Se define el elemento de estanqueidad.

La estanqueidad será una membrana sintética en PVC flexible, lamina asfáltica, etc... El acceso a la cubierta deberá estar limitado a un mantenimiento normal.

3º – Acción del viento.

La acción del viento sobre la membrana de estanqueidad estará asegurada por un sistema de fijación mecánica. Según la zona eólica, el grado de aspereza y la altura se obtiene la carga de viento aplicando el CTE DB-AE, utilizando el periodo de retorno que se considere (TABLA B1 Y FIGURA B11):

VIENTO EN FACHADA (kN/m):

	A	B	C	D	E
c_p :	-1,20	-0,80	-0,50	0,80	-0,34
q_e max:	-1,784	-1,190	-0,743	1,190	-0,506
q_e min:	-0,907	-0,605	-0,378	0,605	-0,257

VIENTO EN CUBIERTA (kN/m):

	F	G	H	I+	I-
c_p :	-1,80	-1,20	-0,70	0,20	-0,20
q_e :	-2,677	-1,784	-1,041	0,297	-0,297

TABLA B1. CARGAS DE VIENTO

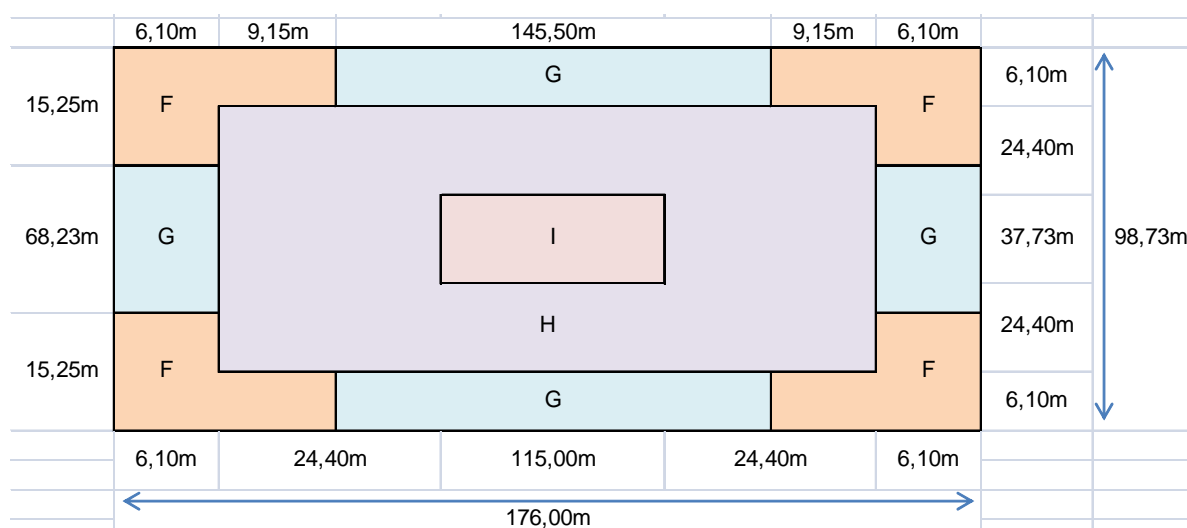


FIGURA B11. EJEMPLO DE ZONAS DE CARGA DE VIENTO EN CUBERTA

4º- Se determina el coeficiente de presión exterior (c_{pe}) correspondiente a cada zona y posteriormente el coeficiente de presión interior C_{pi} (si existe)

5º- Se determina la presión máxima de viento $q_e = q_b \cdot c_e \cdot (c_{pe} - c_{pi})$.

6º- Se determina el numero de fijaciones:

Para una soldadura con aire caliente para lamina de pvc (maquina automática) con una fuerza de pelaje según EN 12316-2 de mínimo 200N/50mm el valor de calculo para una fijación mecánica según el Agreement ETA 06/023 es de 697N (Wadm). Por ausencia de reglas de cálculo estándar el valor de cálculo Wadm para la membrana de estanqueidad se toma 600N. El número de fijaciones por m^2 se determinará para cada zona.

6º- En función del ancho de membrana y el recubrimiento se definen las fijaciones. En función del tipo de cerramiento existen diferentes sistemas de fijación, manuales o semiautomáticos (FIGURA B12)



FIGURA B12. SISTEMA DE FIJACIÓN DE LAMINA SEMIAUTOMÁTICO

AUTOPORTANTE : El diseño de fijaciones no se ve influido por la estructura interior, bien sea de edificio o de estantería autoportante.

4 SOBRECARGA DE NIEVE

La sobrecarga de nieve se fija en función de la normativa. Es importante en este tipo de edificios donde es habitual la existencia de peto perimetral, unas veces para rematar la impermeabilización y otras por estética, tener en cuenta la sobrecarga adicional de nieve que éste puede producir en función de los coeficientes μ . Este factor presente en Eurocódigos y Código técnico añade la sobrecarga por acumulación que produce este peto al ser una barrera al deslizamiento. Esta sobrecarga se combina con todas las acciones variables.

5 ACCIÓN SISMICA

La primera etapa en un proceso de diseño es el diseño conceptual, que proporciona descripciones cualitativas de soluciones de diseño partiendo de los requisitos. En ingeniería estructural, los diseñadores desarrollan soluciones conceptuales a partir de un conocimiento profundo de las leyes fundamentales del equilibrio, de la compatibilidad y de las características de los materiales y a partir de la experiencia. Etapas posteriores al diseño conceptual añaden más detalle a las alternativas propuestas y, en algunos casos las modifican. Por tanto, el diseño conceptual es una etapa muy importante en el proceso de diseño, pues determina el comportamiento estructural global

La experiencia ha demostrado que las estructuras simétricas (tanto en planta como en alzado) frente a una respuesta lineal o no lineal, tienden a distribuir mejor los esfuerzos, evitando concentraciones de daño. La disposición en planta debe ser lo más simétrica que sea posible, tanto en lo que respecta al conjunto, como al esqueleto resistente vertical (incluidos todo tipo de arriostramientos) y a elementos no intencionadamente estructurales (como muros de cerramiento, tabiques, etc)

A nivel de detalle constructivo debe tenerse en cuenta lo expresado en la NCSE-02 [9].

Con una aceleración sísmica igual o superior a 0,16 g, los elementos resistentes a sismo serán redundantes, de forma que el fallo de uno de ellos no implique grandes cambios en la posición del centro de rigidez, y por lo tanto, de la excentricidad de masas.

Debe evitarse la coexistencia, en una misma unidad estructural, de sistemas de cimentación superficiales y profundos, por ejemplo, de zapatas o losas con los de pozos o pilotes.

Cuando $ag < 0,16$ g podrá considerarse que la solera de hormigón constituye el elemento de atado, siempre que se sitúe a nivel de las zapatas o apoyada en su cara superior, sea continua alrededor del pilar en todas las direcciones, tenga un espesor no menor de 15 cm ni de 1/50 de la luz entre pilares y sea capaz de resistir el esfuerzo

Con aceleraciones de valor 0.04g o inferiores la norma indica que no es preceptivo tener en cuenta el sismo.

Finalmente, una recomendación ya de carácter general, es que globalmente la estructura presente un grado homogéneo de seguridad, de tal forma que ante un sismo severo, se alcance el colapso en un gran número de secciones simultáneamente; para ello se debe evitar la existencia de elemento/s y/o sección/es, con un coeficiente de seguridad mucho menor que el resto de la estructura. El conjunto de recomendaciones citadas no deben tomarse como una limitación del diseño, con ellas, simplemente se asegura que el comportamiento global de la estructura sea aceptable, sin necesidad de emplear un diseño y cálculo más riguroso.

.....
AUTOPORTANTE : efecto del sismo es diferente bien sea estructura de edificio o bien sea estantería autoportante. En primer lugar la norma de aplicación es diferente ya que al edificio le afecta la NSRE02 y a la estructura autoportante le afecta la FEM. La FEM también es de aplicación a la estantería interior dentro del edificio.

NORMATIVA ADICIONAL

Existen otras normativas de aplicación como son la normativa de las aseguradoras y la del equipamiento. La del equipamiento se trata en el apartado de equipamiento mientras que la normativa de aseguradoras como Factory Mutual a nivel de contra incendios, a nivel de suportación de PCI,... marcan el diseño desde el principio.

Existen muchos condicionantes a nivel de diseño del edificio. Uno de ellos, que afecta al diseño de la red de rociadores es la permeabilidad de las vigas y correas. Aquí el diseño del esquema estructural y la topología para resolverlo es fundamental. Vigas armadas o laminadas con permeabilidad cero penalizan la instalación frente a elementos tipo celosía ligeros con permeabilidades por encima del 70%. Otro condicionante es el canto máximo de correas de entreplantas para que no se considere obstrucción (300mm).

Por lo tanto las entreplantas con luces importantes pueden ser penalizadas de forma adicional siendo obligadas a colocar en cada ramal de PCI un rociador entre cada 2 correas, lo que eleva considerablemente el coste de la instalación.

.....
AUTOPORTANTE : En la estantería autoportante existe una normativa específica, que afecta tanto a la estantería interior como en el caso que sea autoportante. La principal diferencia radica en que la autoportante soporta las acciones climáticas. Las normativas de aplicación son básicamente:

- Clasificación del sistema de almacenaje : UNE-EN 15878
- Acciones e hipótesis, coeficientes de seguridad y simultaneidad: UNE-EN 15629
- UNE-EN 1090-2 Requisitos técnicos para la evaluación de la conformidad de los componentes estructurales
- UNE-EN 1090-2 Requisitos técnicos para la ejecución de acero
- UNE-EN 15878 Sistemas de almacenamiento en estanterías metálicas. Términos y definiciones
- UNE-EN 15512 Almacenaje en estanterías metálicas. Estanterías regulables para carga paletizada. Principios para el diseño estructural
- UNE-EN 15620 Almacenaje en estanterías metálicas. Estanterías regulables para carga paletizada. Tolerancias, deformaciones y holguras
- UNE-EN 15629 Almacenaje en estanterías metálicas. Especificación de los equipos de almacenaje
- UNE-EN 15635 Almacenaje en estanterías metálicas. Uso y mantenimiento del equipo de almacenamiento
- UNE-58014 Almacenaje en estanterías metálicas. Validación de los equipos de almacenaje

Las acciones de peso propio, viento, nieve y sismo son las correspondientes a la normativa nacional de construcción. Sin embargo en las instalaciones, como contraincendios, existen ciertas particularidades:

Para el cálculo de la estantería de un almacén autoportante, se han de considerar las cargas del sistema de rociadores automáticos basándose en las Directrices para la instalación de rociadores

automáticos de FM Global que establece en su Ficha técnica de prevención de siniestros de FM Global 2-0 de 2010 lo siguiente:

- Cálculos de carga mínima para soportes para tuberías

Asegúrese de que la estructura del edificio puede soportar la carga mínima adicional. Al fijar soportes a estructuras no integradas al edificio, asegúrese de que el diseño de dicha estructura toma en cuenta la carga de la red de tuberías de rociadores.

Obtenga cálculos que confirmen (a) que el miembro estructural de soporte es capaz de soportar la carga y (b) que el soporte para tubería se fija al miembro estructural de acuerdo con las recomendaciones de esta sección.

- Carga mínima de soporte para tubería

Para el conjunto de soporte para tubería (barras, varillas, soportes, correas, etc.) y el miembro estructural de apoyo (p.ej. correas, cerchas, vigas o losas), base el soporte en una carga puntual de diseño de al menos dos (2) veces el peso efectivo del tramo de tubería llena de agua, utilizando un factor de seguridad no inferior a 1,0 para el límite elástico, o 1,25 para resistencia límite; en todo caso, asegúrese de que la carga puntual de diseño no sea inferior a 170 kg (375 lb).

- Conexión de fijaciones de soportes para tuberías y carga mínima de las fijaciones

Para conexiones y fijaciones de los soportes (soldaduras, tornillos, pernos, etc.), utilice una carga puntual de diseño de al menos cinco (5) veces el peso efectivo del tramo de tubería llena de agua, utilizando un factor de seguridad no inferior a 1,0, en función de la resistencia límite del elemento de conexión o fijación; en todo caso, asegúrese de que la carga puntual de diseño no sea inferior a 340 kg (750 lb).

CARGAS DINÁMICAS

Las acciones dinámicas se transmiten básicamente a partir del equipamiento interior y de las instalaciones. Deben considerarse a efectos de fatiga y evaluadas en detalle. Estas acciones se consideran a nivel de equipamiento, siendo de aplicación su normativa específica. En la estantería y en la entreplanta la carga dinámica está proporcionada por los transelevadores, debido a sus aceleraciones en todos los ejes, así como los diferentes transportadores que en las entreplantas de cabecera comunican al edificio con el centro logístico.

Estructuralmente, el edificio de estructura de estantería no autoportante está siempre separado del equipamiento evitando en toda la envolvente el contacto entre ambos.

.....
AUTOPORTANTE : El edificio de estantería autoportante sí que debe asumir todas las cargas dinámicas del equipamiento ya que la estantería es la propia estructura del edificio.

COMPARATIVA DE CAPITULO ENTRE EDIFICIO Y AUTOPORTANTE

La normativa de diseño en cada caso es diferente por lo que parten de cálculos diferentes. La ventaja del autoportante es que tiene vanos sensiblemente más pequeños lo que da lugar a pesos por vano menores y flechas verticales frente a peso de cerramiento de entidad prácticamente despreciable.

C. TIPOLOGIA ESTRUCTURAL

ELECCIÓN DE LA TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL

Este tipo de edificaciones de altura importante, utilizan para su fin la altura libre. Esta altura libre, que es el objetivo a mantener para la estantería, debe ser normalmente la mayor posible frente a la altura total para tener el mejor aprovechamiento posible:

$$H_{\text{libre}} / H_{\text{total}} < 1$$

La altura total suele estar fijada por normativa, por el espacio aéreo, etc. y no puede sobrepasarse. La altura total, incluye además de la altura libre:

- Canto de viga
- Pendiente
- Espesor de cerramiento de cubierta
- Formación de petos
- Cota de estructura bajo solera

El canto de viga debe ser evidentemente lo menor posible buscando ratios adecuados. En celosía es habitual que el canto de la correa sea $L/15$ como un valor óptimo. Por lo tanto para 30m entre pilares el canto lógico de celosía es de 2m desde el punto de vista estructural (FIGURA C1)

En cuanto a la pendiente, lo ideal es buscar la pendiente cero. Pero no es posible este valor sin correr riesgo de acumulaciones de agua, acumulaciones de nieve, ... Se trabaja con cubiertas deck con pendientes mínimas en torno al 1,5% que permiten la evacuación del agua y no generan velocidades de Ésta importantes (fenómeno a tener en cuenta en aguadas muy largas y en función de la pendiente).

En cuanto al cerramiento, el espesor habitual es la suma de los diferentes elementos que la componen. Habitualmente 6cm de chapa inferior, 8 cm (variable) de aislamiento y luego la lamina impermeable de espesor mínimo (menos de 1cm).

Los petos son elementos que continúan la fachada por encima de la cubierta, con una función estética y/o funcional. La estética como siempre es difícil de evaluar pero la funcional se explica de forma que la impermeabilización de la cubierta se puede rematar de forma adecuada en el contorno evitando entradas de agua de forma segura.

La cota bajo solera que se prolonga la estructura está en función del tipo de solera y del detalle constructivo con zahorra, murete y cimentación. Existen diferentes posibilidades a elección del proyectista y de cada caso.

Por lo tanto, como ejemplo, para un caso habitual de un edificio de 30m de altura libre, con:

Canto de viga: 2m

Pendiente 1.5% y ancho 100m (50m aguada): 75cm

Espesor de cerramiento de cubierta 14cm

Formación de petos 20 cm

Cota de estructura bajo solera 40 cm

La relación $H_L/H_T = 30 / (30+2+0,75+0,14+0,20+0,40) = 0,895$ que es un ratio habitual

Una de las estructuras más comunes en las naves industriales es el pórtico simétrico con un solo vano. Presenta las características más económicas en cuanto a conseguir un ratio de altura libre frente a altura total de los más altos, y por consiguiente, suelen considerarse como base en la etapa de predimensionamiento.



FIGURA C1. SISTEMA ESTRUCTURAL DE CELOSIAS

Otras topologías como cubiertas curvas, soluciones atirantadas, etc. reducen el ratio y aprovechan menos el espacio.

GEOMETRÍA DE PILARES

En función de la actividad logística debe plantearse una modulación o malla de pilares. Este desarrollo se debe realizar siempre a partir de la implantación en planta y sección del equipamiento a instalar. Evidentemente el objetivo es reducir al máximo el número de pilares dentro de un edificio.

En el caso del almacenamiento de cualquier tipo con estanterías en altura cada pilar representa perder todas las posiciones en las que el pilar interfiere en planta multiplicado por todas las posiciones en altura. Por lo tanto la malla de posición de pilares debe adaptarse al tamaño de una estantería teniendo en cuenta las holguras necesarias. Es posible que este tamaño condicione la geometría del pilar en cuanto a medidas máximas. A partir de ahí y en función de la esbeltez y esfuerzos que deba soportar es posible que se pueda adaptar a esa geometría o que hacerlo implique un coste que debe valorarse en función de las posiciones que se pierden si se aumenta el tamaño.

Este análisis debe realizarse en todos los pilares de la edificación dentro del contorno ya que cada pilar tiene su problemática y solución. Existen varios temas que se deben considerar en el análisis de la geometría de los pilares:

- Como norma general un pilar intermedio tiene un criterio de diseño basado en su pandeo ya que presenta esfuerzos básicamente de compresión con toda su altura libre en los dos planos. También es necesario tener en cuenta para su diseño la forma de montaje y manipulación en obra.
- Un pilar de fachada presenta momentos flectores importantes debido a acciones horizontales y está atado en sentido de la fachada. Por tanto suelen ser pilares donde se necesita un canto importante pero sin descuidar fenómenos como pandeo lateral o pandeo y el cordón interior está libre en el eje débil (fachada). El esquema es similar al central, variando tamaño de perfil e incluyendo elementos de fijación de estructura secundaria

Desde el punto de vista de economía estructural, en edificios altos no se reduce peso al aumentar el número de pilares para reducir distancia entre apoyo de vigas. El peso de cada pilar necesita un dimensionamiento mínimo solo por pandeo y esbeltez debido a su altura, y su peso no es inferior al que se ahorra en la viga. Además el añadir pilares también perjudica la capacidad del almacén perdiendo más posiciones.

- Un pilar de testero es similar a un pilar de fachada y está solicitado por momentos flectores importantes debido a acciones horizontales. Está atado en el sentido de la fachada. Al igual que un pilar de fachada lateral, suelen ser pilares donde se necesita un canto importante pero sin descuidar fenómenos como pandeo lateral o pandeo y el cordón interior está libre en el eje débil (fachada).. Se suelen utilizar pilares de sección exterior 2000x1000mm. Además su posición en la fachada puede estar condicionada por la necesidad de que no coincidan en un pasillo de

transelevador ya que esto anularía recorrido y frenado al mismo, pudiendo anular posiciones de almacenamiento. Se busca por tanto que su posición coincida con estantería.

La malla habitual (distancia entre ejes de pilares) ronda los 10-11m entre pórticos y los 30m entre pilares de éste en su plano. Los pilares testeros se disponen de tal forma que su separación sea similar a los de fachada.

TIPOS DE TIPOLOGÍAS DE ESTRUCTURA PRINCIPAL

En cuanto a tipología estructural existe una amplia gama de soluciones. Los factores más importantes que influyen en la elección son principalmente la altura y la distancia entre pilares. Otros factores a tener en cuenta son el tipo de terreno, las instalaciones y las cargas aplicadas.

Se procede a continuación a describir las diferentes topologías en sus distintas variantes, dentro de las más habituales en este tipo de edificios.

1. ELEMENTO RESISTENTE: PORTICO RIGIDO

ESTRUCTURA METÁLICA

El sistema estructural resistente más habitual es el utilizar un pórtico rígido metálico con perfiles simples FIGURA C2. Este pórtico puede utilizar diferente topología de perfiles:

La solución más sencilla es utilizar perfiles simples con sección en doble T comerciales. Esta solución es válida hasta alturas relativamente pequeñas (15m) y cargas bajas

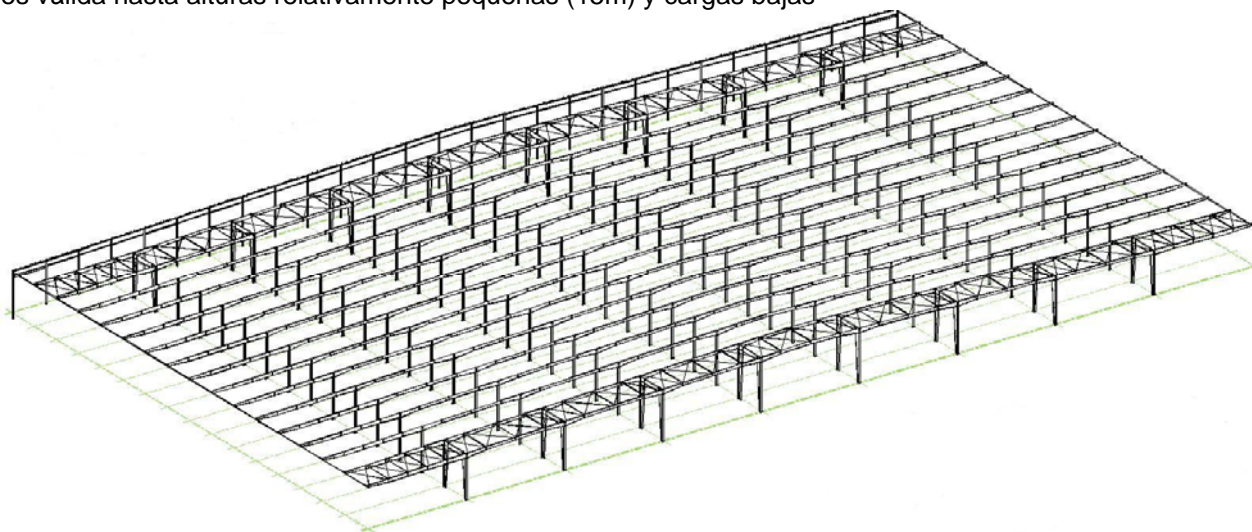


FIGURA C2. SISTEMA ESTRUCTURAL DE PORTICO ARMADO/LAMINADO Y CERRAMIENTO DE FACHADA AUTOPORTANTE

Como variante más ligera sería utilizar perfiles doble T armados, buscando mayor inercia de las barras en los puntos necesarios pero con pesos ajustados FIGURA C3



FIGURA C3. FOTO REAL DE PORTICO ARMADO CON CERRAMIENTO DE FACHADA AUTOPORTANTE

La siguiente solución pasa por hacer pilares empresillados (FIGURA C4) a base de perfiles simples, normalmente abiertos. Esta solución aporta frente a la anterior una estabilidad a pandeo en pilares mucho mayor y mejora la rigidez del pórtico.

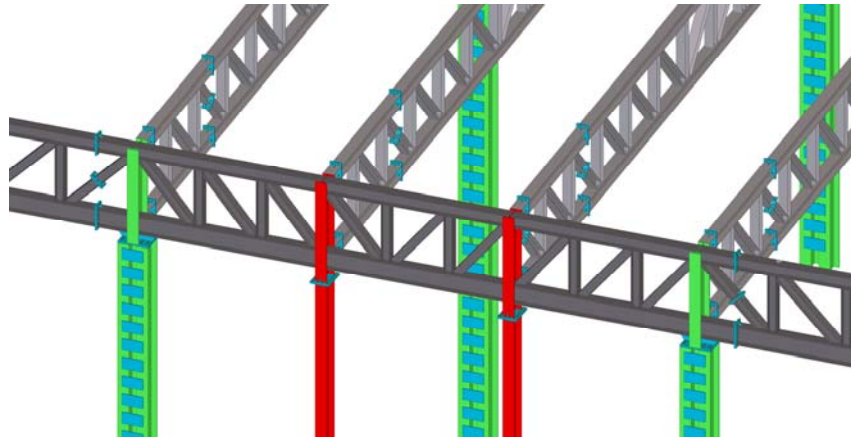


FIGURA C4. PILARES EMPRESILLADOS

Como variante de esta solución tenemos el utilizar en pilares perfiles cajón que funcionan bien a pandeo y se puede optimizar mucho su peso. Sin embargo la ejecución de este tipo de estructura tiene un coste mayor en taller.

En todos estos casos las vigas pueden ser cualquiera de estos perfiles intercambiados, si bien, básicamente se suele necesitar un alto módulo resistente para flexión, no siendo tan importante el pandeo ya que con las correas y tornapuntas se puede contrarrestar y reducir longitudes de pandeo.

Otro modelo estructural con pórtico rígido es el de celosía plana. La celosía utiliza normalmente perfiles comerciales, buscando conjuntos que funcionen bien a flexión principalmente. Son muy utilizados sobre todo en las vigas porque con correas es fácil de coartar el pandeo y el pandeo lateral, son ligeras proporcionalmente en cuanto a la cantidad de acero que emplean y permiten el paso de instalaciones a través de ellas, sin que sea necesario perder altura libre bajo la viga. Con los diferentes tipos de perfil podemos particularizar el funcionamiento de una celosía. El perfil abierto es el más utilizado por su coste de material y su facilidad para hacer conexiones atornilladas mientras que el perfil tubular ofrece mejores ratios de aprovechamiento, por ejemplo a pandeo en elementos comprimidos.



FIGURA C5. PORTICO COMPLETO EN CELOSIA

Sin embargo, en pilares altos, la celosía plana presenta un problema similar al que presentan los perfiles simples: Pandeo y pandeo lateral en el eje débil. Aunque es cierto que pueden utilizarse elementos de atado, al ser compresiones importantes y flectores importantes, da lugar a la necesidad de elementos estables prácticamente desde la fase de montaje. En esta fase además, mientras no se colocan los atados, arriostrados y tornapuntas una celosía plana es muy inestable en su eje débil.

El modelo estructural con celosía espacial corrige los defectos de la celosía plana. Lo más habitual es utilizar celosías espaciales de 4 cordones, con celosía en las 4 caras y triangulaciones para mantener la forma de la sección global (FIGURA C5).

Estos elementos, de fabricación más costosa que la celosía plana, eliminan prácticamente todos los problemas de inestabilidad en fase de montaje, además de generar capacidades resistentes mayores. Suele utilizarse por ello en los pilares y en algunas celosías de grandes luces o cargas en cubierta (FIGURA C6)

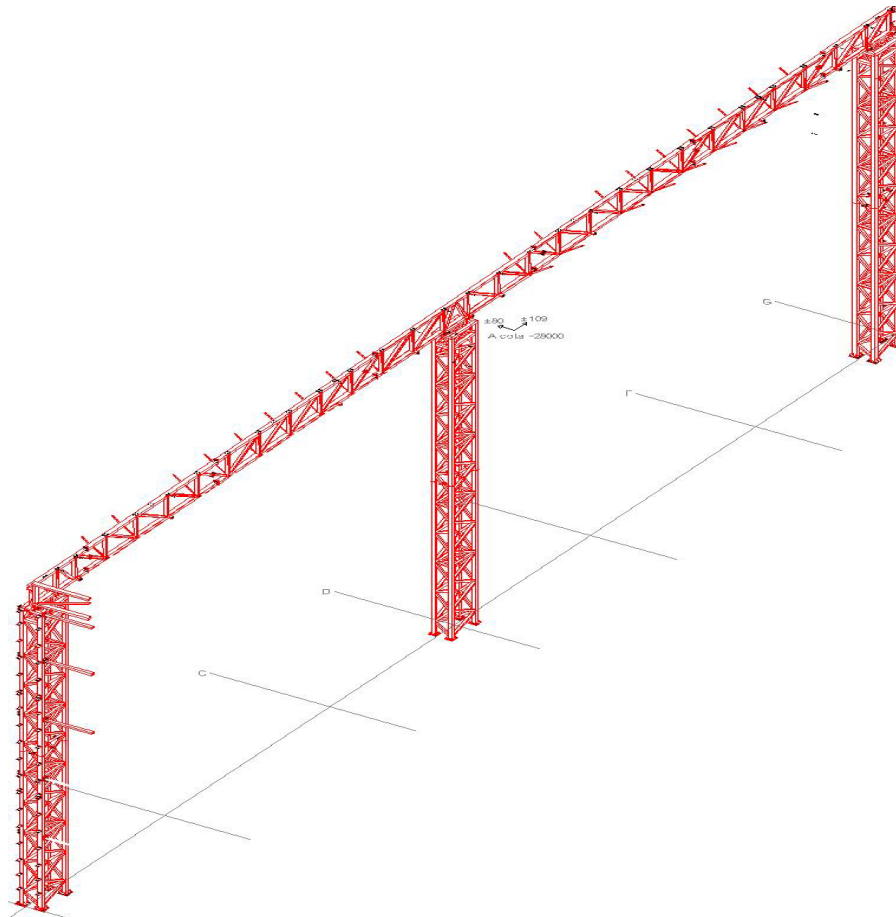


FIGURA C6. ESQUEMA DE PORTICOEN CELOSIA

La celosía superior funciona como viga continua, apoyada en los pilares y que transmite la compresión entre ellos de los esfuerzos horizontales en el plano del pórtico. Se diseña en piezas atornilladas entre sí en torno a 12 m de longitud para su transporte, con uniones a base de placa de testa y tornillos de alta resistencia.

Longitudinalmente las alineaciones de pilares soportan el viento sobre testero mediante la utilización de correas de canto 2,0 m que transmiten la compresión/tracción entre los pilares, repartiéndose la carga sobre todos ellos de forma equitativa.

Los pilares testeros intermedios situados cada 10-12m aproximadamente también están empotrados en cimentación mientras que en su parte superior se apoyan en la estructura metálica de cubierta que mediante cruces de san Andrés transmiten la carga a las alineaciones principales situadas cada 30m aprox

En cubierta es necesario utilizar atados y cruces para tensar y colocar correctamente la estructura.

Globalmente, con dimensiones importantes de estos edificios el utilizar celosias (tanto en vigas, pilares y correas) suele generar la solución constructiva optima en conjunto (costes de materiales, fabricación, montaje,...) (FIGURA C7)

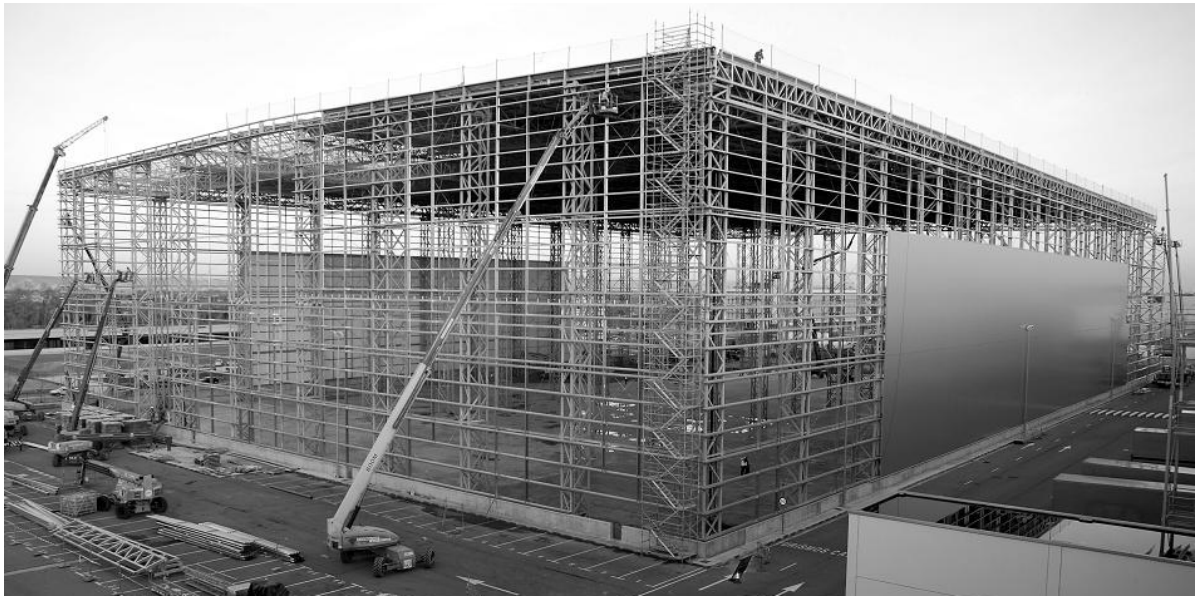


FIGURA C7. EDIFICIO EN FASE DE MONTAJE

En cuanto a las correas, se utilizan las de 2,0m en los ejes principales y a sus lados para poder hacer los racks longitudinales. El resto de correas tienen de canto aproximado 1 m y se realizan habitualmente con cordones a base de doble angular y luego montantes y diagonales con angular simple, buscando la máxima prefabricación y modularidad

2. MODELOS DE ESTRUCTURA MIXTA

Un modelo adicional de estructura mixta, que es una combinación de elementos estructurales de distintos materiales en la que se busca la idoneidad completa.

La primera solución posible es utilizar pilares de hormigón con viga en celosía de acero. Este modelo estructural (FIGURA C8) se está imponiendo en edificios con alturas de hasta 15m aprox y sus principales características diferenciales son:

- Los pilares son de hormigón prefabricado, empotrados en cimentación, y unidos en cabeza por las vigas y correas metálicas que actúan como un gran elemento plano.
- Los pilares de hormigón presentan una elevada resistencia al fuego frente al acero sin ningún tratamiento adicional (en función del recubrimiento de la armadura)
- Son elementos robustos frente a impactos tanto en fase de obra como de vida útil
- Al ser prefabricados tienen una fase de montaje muy rápida, que se realiza en paralelo a la estructura metálica.
- La celosía metálica aporta todas las características ya vistas, destacando :
 - capacidad resistente
 - permitir el paso de instalaciones sin perder altura libre
 - poca deformación en cubiertas de baja pendiente
 - necesidad de estabilidad al fuego por normativa (cubierta ligera) menor que los pilares, lo que se consigue fácilmente con pinturas intumescentes.



FIGURA C8. ESTRUCTURA DE HORMIGÓN Y METALICA COMBINADA

Este modelo estructural implica que ciertos elementos de fachada que van fijados a los pilares de hormigón deben ser taladrados en obra, como por ejemplo, correas, petos, marquesinas, evacuaciones, muelles, etc.

Todo ello se soluciona con taladros en el hormigón y anclaje in situ (mecánico o químico). Esto supone tiempo y sobrecoste para esta solución, ya que en una solución toda metálica habitualmente en la fabricación del pilar ya se realizan estas conexiones.

Existe otro modelo estructural con cierta similitud al anterior por materiales pero con un funcionamiento diferente: Cerramiento de hormigón estructural portante y estructura de viga armada metálica (FIGURA C9).

Este sistema estructural se base en utilizar un modelo resistente de pórtico rígido, con pilares de acero laminado y uniones rígidas a viga de acero, normalmente armadas de sección variable debido a las luces y cargas necesarias. Sin embargo, al llegar a fachada NO dispone de pilar el pórtico.



FIGURA C9. ESTRUCTURA DE CERRAMIENTO DE HORMIGÓN PORTANTE Y PORTIO METALICO

Se utiliza un cerramiento de hormigón prefabricado, colocado en paneles verticales, que es estructural (FIGURA C10-C11). Este cerramiento está biapoyado. En su parte inferior se apoya en una viga de cimentación continua y en su parte superior lleva una viga metálica longitudinal de atado, de reparto de carga y de apoyo de los pórticos.



FIGURA C10. MONTAJE CON APUNTALAMIENTO DE PANEL DE HORMIGÓN AUTOPORTANTE

Este sistema tiene dos grandes ventajas:

- Es posible disponer muelles de carga donde sea necesario sin depender de la modulación de los pilares del pórtico. Esto resuelve un gran problema de muchos centros logísticos en los que la modulación entre muelles no es regular o es diferente de la idónea para la separación entre pórticos.
- Gran aislamiento térmico y frente al fuego del cerramiento perimetral. Para que sea estructuralmente resistente se suele necesitar paneles en torno a 300mm de espesor, aligerados y rellenos de aislamiento y macizado en zonas concretas.



FIGURA C11. VISTA DE LA SOLUCIÓN DE CERRAMIENTO AUTOPORTANTE

Este sistema sin embargo obliga a tener en cuenta una limitación de desplome importante de los paneles de hormigón. Debido a que están biapoyados esto sólo se consigue elevando la rigidez del pórtico lo que implica un mayor coste.

ESTRUCTURA DE HORMIGÓN EN FACHADA

Esta tipología estructural no se utiliza habitualmente en edificios de media o elevada altura. Sí se utiliza en edificios de altura hasta 12-15m debido a que su esquema de funcionamiento estructural, al no existir normalmente forjados intermedios, se basa en pilares empotrados en su base (pórtico metálico) y con las vigas de cubierta apoyadas en el extremo sobre el cerramiento estructural de prefabricado de hormigón (FIGURA C12). No existe pilar metálico en la fachada, apoyándose la viga del pórtico de cubierta sobre el cerramiento, que está unido entre sí para regularizar y rigidizar con una viga de borde, justo donde apoya el portico.

Evidentemente a medida que aumenta la altura la dimensión del pilar en la base aumenta sensiblemente en las dos direcciones. Esto implica que el momento flector en la base da lugar a cimentaciones voluminosas. Si además el terreno no es bueno, el peso propio de la estructura da lugar a asentamientos importantes lo que se debe prever en el funcionamiento estructural. Además, a nivel vigas, presenta el inconveniente de que son vigas de cantos importantes al ser biapoyadas y que no permiten el paso de Racks de instalaciones a través de ellas, lo que obliga a reducir altura libre.



FIGURA C12. FASE DE MONTAJE DE ESTRUCTURA SOBRE PANEL DE FACHADA AUTOPORTANTE APUNTALADO

3. ESQUEMA RESISTENTE: CÁSCARA

Además del pórtico rígido existen otros esquemas resistentes habituales en este tipo de edificios. El elemento cáscara se basa en triangular de forma uniforme toda la cubierta y fachada (FIGURA C13) de tal forma que el objetivo es formar un gran elemento rígido conjunto.

En cubierta, normalmente triangulando, se rigidiza de forma uniforme y se consigue que funcione como un gran elemento plano quasi indeformable. Habitualmente se disponen pórticos y correas en cubierta de tal forma que resistan las acciones verticales en cubierta, pero a diferencia del pórtico rígido, las acciones horizontales como por ejemplo el viento, no se resisten por rigidez del pórtico sino porque los pilares de fachada los transmiten a cimentación y a cubierta y a partir de aquí la cubierta se prolonga a través de las dos fachadas perpendiculares hasta el suelo continuando el gran elemento rígido. Este esfuerzo evidentemente llega a la cimentación de las fachadas perpendiculares pero la ventaja es que llega como un esfuerzo en su plano y no perpendicular a él como es habitual. Al llegar en su plano implica que tendremos de cada lado una zapata con mucho canto y poco ancho, es decir, lo ideal. Lo mismo ocurre con el viento ortogonal.

Todo ello da lugar a una cimentación sensiblemente menos voluminosa en todos los sentidos, al reducir los requerimientos de la rigidez del pórtico pero también eleva la complejidad estructural en cuanto a la enorme cantidad de triangulaciones a realizar.

Dependiendo de la geometría del edificio, de la tipología del terreno, de las acciones y de la forma de fabricación y montaje (y tiempos) de la estructura puede ser una opción válida.

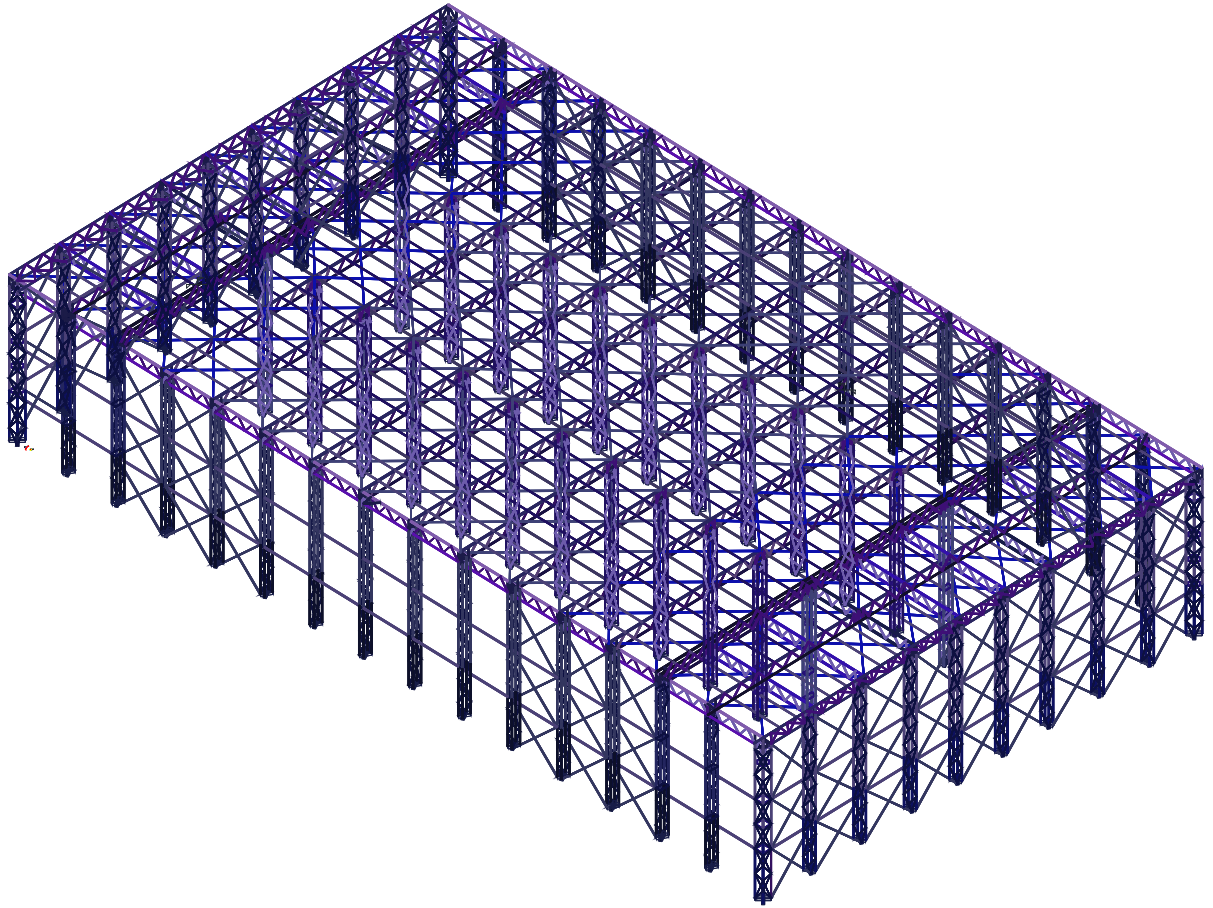


FIGURA C13. ESQUEMA ESTRUCTURAL "CASCARA"

El efecto del viento no se ve influido por la estructura interior, bien sea de edificio o de estantería autoportante

COMPARATIVA CON SISTEMA ESTRUCTURAL DE ESTANTERIA AUTOPORTANTE

AUTOPORTANTE : El esquema resistente de la estantería autoportante está formado por:

- En el plano transversal, perpendicular a los pasillos, un pórtico plano, formado por cada bastidor entre pasillo y pasillo más los de fachada y unidos por su parte superior (FIGURA C14). Cada bastidor es una celosía plana, cuya rigidez depende en gran medida de la distancia entre puntales verticales que viene marcada por el tipo de almacenamiento.

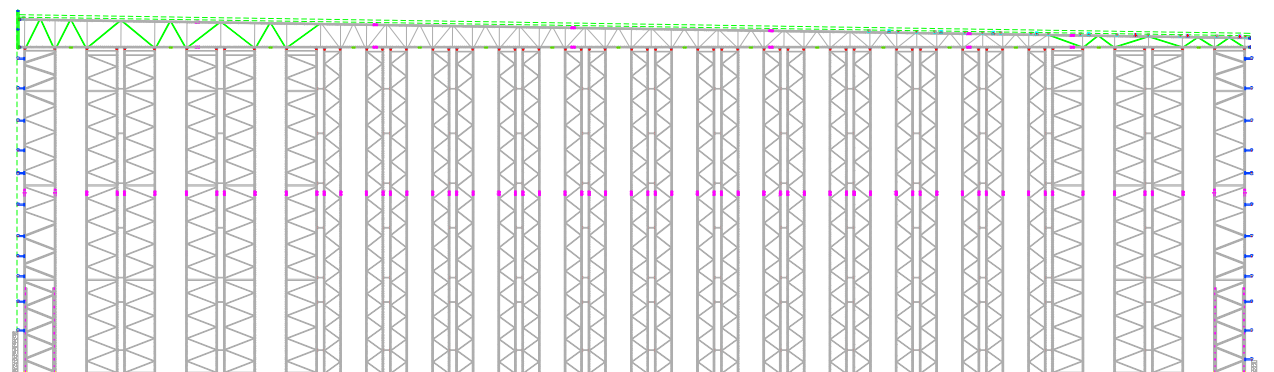


FIGURA C14. ESQUEMA RESISTENTE AUTOPORTANTE

Este esquema presenta una característica en las escalas tal que la escala exterior, al tener viento sobre la fachada, implica que el bastidor de fachada tiene un flector adicional debido a que es el que soporta en primera instancia el viento de fachada

Los puntales están diagonalizados entre si, por lo que su longitud de pandeo es baja y permite optimizar perfiles a espesores bajos.

Pero para evitar el pandeo en el sentido contrario, paralelo al pasillo, deben disponerse elementos en el plano de cada estante o larguero, de tal forma que en cada nivel exista un punto fijo que evite el pandeo, conectándolo al arriostramiento longitudinal.

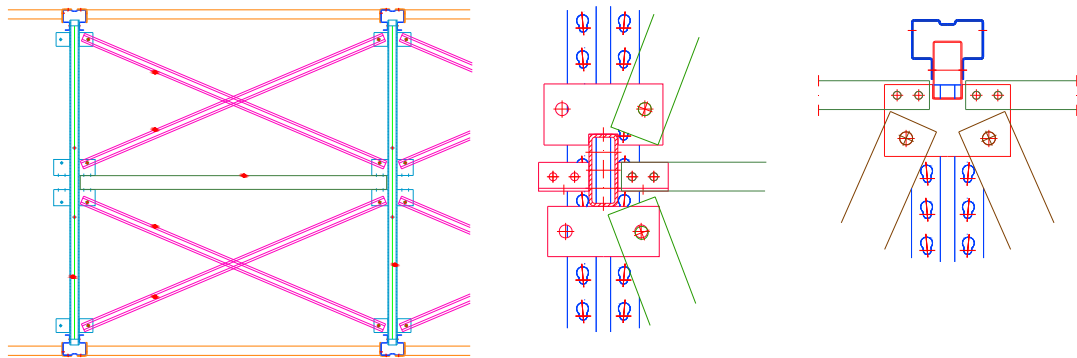


FIGURA C15. ARRIOSTRAMIENTO EN NIVELES

- En el plano longitudinal, la estabilidad se consigue arriostrando los bastidores entre sí, normalmente en el fondo de cada nivel (la trasera de cada estante), en el que se disponen grupos de arriostrados verticales denominados torres de arriostrados, que suelen agrupar más de un vano consecutivo.

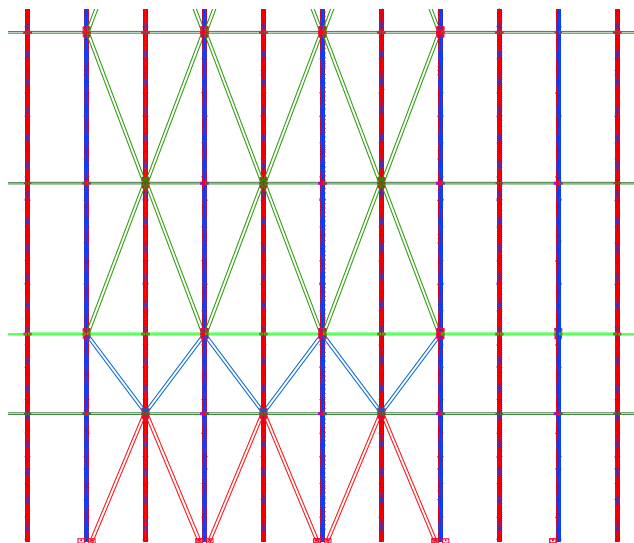


FIGURA C16. ARRIOSTRAMIENTO LONGITUDINAL

EVOLUCION DE LAS TIPOLOGIAS ESTRUCTURALES

La evolución en este tipo de edificios ha estado ligada a la evolución de los distintos elementos que lo componen. Esta evolución es importante en el equipamiento, desarrollando cada vez elementos más sofisticados, de mayor capacidad, de mayor altura, de mayor rapidez de montaje,... En cuanto a la estructura, se ha ido adaptando a la capacidad del equipamiento.

La evolución avanza en dos sentidos básicamente:

En primer lugar, el autoportante ha avanzado en la optimización del diseño de los perfiles conformados multiperforados con uniones engatilladas fabricadas por estampación que componen la estructura.

Este avance basado en la utilización de elementos finitos y en los ensayos, afecta al diseño y normativa aplicable.

En cuanto a los edificios con estructura propia con estantería interior independiente, el avance viene del lado de la integración de elementos junto a la estructura, y la utilización de diseños con un coste de montaje y fabricación muy ajustado basado en una ingeniería completamente integrada.

CONSIDERACIÓN DE IMPERFECCIONES

Las imperfecciones de fabricación y montaje, entre las que se incluyen las tensiones residuales y las imperfecciones geométricas tales como la falta de verticalidad, rectitud, planitud, ajuste, así como las posibles excentricidades de montaje en uniones, se tendrán en cuenta en la comprobación frente a los fenómenos de inestabilidad.

Deben considerarse inicialmente las imperfecciones que indica el CTE. Estas imperfecciones pueden sustituirse por unas fuerzas horizontales equivalentes debido a imperfecciones estructurales y geométricas.

Según el Eurocódigo EN1993-1-1, el CTE y la EAE, para las estructuras susceptibles de pandeo en modo traslacional, puede permitirse la consideración del efecto de las imperfecciones en el análisis estructural mediante una imperfección equivalente.

En el caso de las estructuras traslacionales, o no arriostradas, en las que los desplazamientos tienen una influencia sustancial en los esfuerzos, debe utilizarse un método de cálculo que incluya efectos no lineales y considere las imperfecciones iniciales, o sus acciones equivalentes, sustitutorias de las desviaciones geométricas de fabricación y montaje, de las tensiones residuales, de las deformaciones iniciales, variaciones locales del límite elástico, etc. Dicho método puede consistir en:

a) Análisis global en segundo orden considerando imperfecciones iniciales globales y en la geometría de las piezas. En este caso en las comprobaciones de resistencia de las piezas no se considerarán los efectos de pandeo que ya estén representados en el modelo.

b) Análisis global en segundo orden considerando sólo las imperfecciones iniciales globales. En este caso en las comprobaciones de resistencia se considerarán los efectos de pandeo de las piezas.

En las comprobaciones de estabilidad lateral debe tenerse en cuenta el efecto de las desviaciones geométricas de fabricación y montaje, de las tensiones residuales, de las variaciones locales del límite elástico, etc. En estructuras de pórticos, en cada dirección analizada, a efectos de estabilidad, es suficiente considerar un desplome lineal en altura, de valor $L/200$ si en esa dirección hay sólo dos soportes y una altura, y $L/400$ si hay al menos cuatro soportes y tres alturas. En casos intermedios puede usarse el valor $L/300$, siendo L la altura total de la construcción si es constante, y la altura media si es ligeramente variable.

En fase de montaje, el desplome debe medirse y limitarse siempre. Una vez apretada la estructura se mide y se puede corregir mediante trácteles, si el desplome es global. Si el desplome es parcial, por ejemplo porque la viga de cubierta por suma de tolerancias tenga un largo diferente al debido, es necesario prever en las uniones un sistema que permita regular su longitud (en valores pequeños).

Una forma de resolver este problema y además corregir alineaciones de la viga de cubierta es utilizar forros de diferentes espesores en las uniones. Es decir, al ser celosía, si entre placas de testa de cordón superior e inferior añadimos forros de un espesor determinado alargamos la viga (pocos milímetros). Si sólo se coloca en uno de ellos se gira la alineación.

Este sistema ha dado resultados muy prácticos y es rápido y sencillo (FIGURA C18).

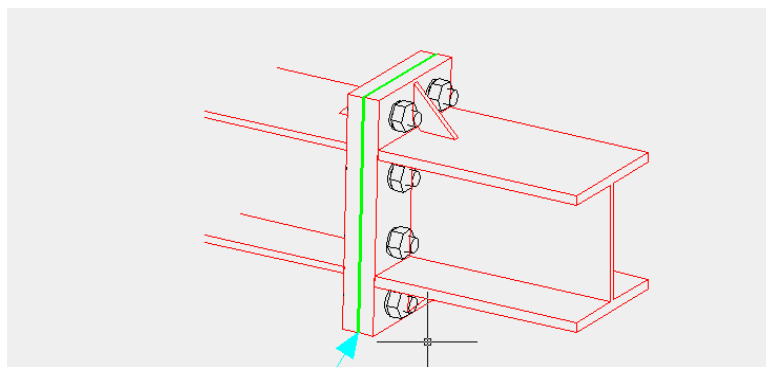


FIGURA C17. EMPLEO DE FORROS

AUTOPORTANTE : En la estantería autoportante, las imperfecciones están definidas en la normativa derivada de las FEM. Son imperfecciones sensiblemente más estrictas y derivan de las de una estantería y no de un edificio.

Dichas imperfecciones deben ser medidas y corregidas debido a que afectan directamente al funcionamiento del equipamiento. La normativa de referencia es la EN15620, salvo que el equipamiento tenga necesidades superiores. Estas imperfecciones deben ser medidas, comprobadas y validadas con respecto a normativa utilizando un check list (FIGURA C19)

LISTADO DE MEDICIONES A COMPROBAR UNA VEZ FINALIZADO EL MONTAJE	
REFERENCIAS DE APLICACION	
EN 15620 / FEM 10.3.1	Clase: <input type="checkbox"/> 300 <input type="checkbox"/> 400
EN 15620 / FEM 9.831	Clase: <input type="checkbox"/> 100 <input checked="" type="checkbox"/> 200
MEDICIONES	
<input checked="" type="checkbox"/>	Planimetría de losa
<input checked="" type="checkbox"/>	Control de estructura
<input checked="" type="checkbox"/>	Implantación de estantería
<input checked="" type="checkbox"/>	Alineación transversal (base de puntal)
<input checked="" type="checkbox"/>	Aplomado transversal (sobre empalme puntal)
<input checked="" type="checkbox"/>	Aplomado transversal (zona cabeza puntal)
<input checked="" type="checkbox"/>	Aplomado longitudinal (sobre empalme puntal)
<input checked="" type="checkbox"/>	Aplomado longitudinal (zona cabeza puntal)
<input checked="" type="checkbox"/>	Nivel sobre primer larguero de carga
<input checked="" type="checkbox"/>	Paso entre Niveles
<input checked="" type="checkbox"/>	Alineación Viga guía Superior
CONTROL ESTRUCTURA	
<input checked="" type="checkbox"/>	Comprobación del par de apriete en anclajes: Muestreo en 125 anclajes.
	Nivel II-NCA 2,5; A = 7, R = 8
INSPECCION VISUAL	
<input checked="" type="checkbox"/>	Aspecto general de la estructura: golpes y abolladuras.
<input checked="" type="checkbox"/>	Aspecto general de la pintura de la estructura.
<input checked="" type="checkbox"/>	Colocación de tornillería y clavijas de seguridad.

FIGURA C18. LISTADO DE COMPROBACIÓN

SISTEMAS DE ANCLAJES.

Los anclajes representan la unión de la estructura a la cimentación. En los casos de estructura combinada con vigas metálicas y pilares de hormigón también se le suele denominar anclajes a la unión en coronación de pilares entre ambas. Por lo tanto vamos a diferenciar básicamente 3 casos:

- Anclaje Tipo 1 de pilar de estructura metálica en cimentación
- Anclaje Tipo 2 de viga metálica sobre pilar de hormigón
- Anclaje Tipo 3 de pilar de hormigón sobre cimentación.

ANCLAJE TIPO 1.

Pilar metálico sobre cimentación: Éste es el caso habitual de la estructura metálica. La solución más habitual es utilizar pernos redondos en diferentes configuraciones y materiales, embebidos en la zapata en el momento del hormigonado. Es importante diseñar el detalle constructivo de forma completa sin obviar ningún elemento.

Es posible la idealización del anclaje como nudo articulado o empotrado, aunque la realidad nunca va a ser uno de los extremos puramente. Por tanto la configuración debe aproximarse en lo posible al caso idealizado para que el cálculo estructural sea correcto.

A nivel pórtico, en edificios altos, es habitual que las uniones se planteen empotradas a fin de aumentar la rigidez global del mismo y contener los desplazamientos horizontales en el plano. Sin embargo en pilares secundarios como testers, apeos o huecos es habitual utilizar pilares articulados.

La placa base típica está formada por pernos corrugados, con su parte superior roscada sobresaliendo de la cimentación, embebidos en la cimentación, normalmente doblados en patilla.

En cuanto a la forma de fijar la placa base del pilar la solución de perno roscado significa una prefabricación completa de la unión, mientras que la solución de utilizar pernos soldados a la placa base en taller y disponerla así en obra significa que la cara inferior del pilar debe ser soldada en otra a la placa dispuesta.

Siempre debe evitarse en lo posible trabajos de soldadura en obra debido a las condiciones en que se realiza de aire, suciedad, posición de soldadura, mayor tiempo de montaje, calidad de la soldadura, limitación del método de soldadura, etc. Además el sistema de perno roscado permite la nivelación en valores en torno a 8-10 cm, muy importante a la vista de la experiencia de la nivelación superior de la cimentación.

La placa que lleva los pernos soldados se deja enrasada con la cara superior de la cimentación. Sin embargo la placa base que tiene los pernos roscados exige que una vez se coloque el pilar debe disponerse un mortero sin retracción bajo la misma para evitar que la placa base no funcione como un elemento apoyado en toda su superficie comprimida ni que los pernos trabajen a flexión frente a cortante en la base del pilar, que puede originar su colapso por un flector sobre cada perno no previsto.

Es muy importante en este apartado prever la fase de montaje en obra ya que existe un momento en el que el pórtico está colocado, incluso con estructura secundaria, en el que presenta un frente a viento nada despreciable y que los pernos funcionan a axil de compresión por el peso y a flector por sujetar el cortante del viento.

Aquí deben disponerse pernos que aunque por cálculo en momento de servicio puedan ser casi simbólicos, en fase de montaje soporten todas las situaciones (FIGURA C19), recomendándose pernos como mínimo de 20mm de diámetro o 25mm para estructuras de altura media o elevada.



FIGURA C19. COLAPSO DE PALCA DE ANCLAJE SIN MORTERO

Otro factor a tener en cuenta es el tipo de perno a utilizar. Pueden ser lisos o corrugados. Los pernos lisos funcionan por anclaje y no por adherencia como los corrugados. Por tanto los pernos lisos utilizar la patilla inferior como elemento anclado o pueden ser rectos utilizando una placa inferior soldada o atornillada.

El perno corrugado utiliza su adherencia como método de fijación, por lo que su longitud es proporcional a su capacidad de soportar la tracción (FIGURA C20)



FIGURA C20. PLANTILLA DE ANCLAJE CON PERNO CORRUGADO

Además, en ambos casos, podemos jugar con las diferentes calidades de redondos por su capacidad resistente. Además, en ambos casos, existe otra posibilidad para anclajes con esfuerzos importantes (FIGURA C21) y cantos de cimentación bajos como es la utilización de durmientes (FIGURA C22)



FIGURA C21. DISPOSICION DE LOS PERNOS EN OBRA

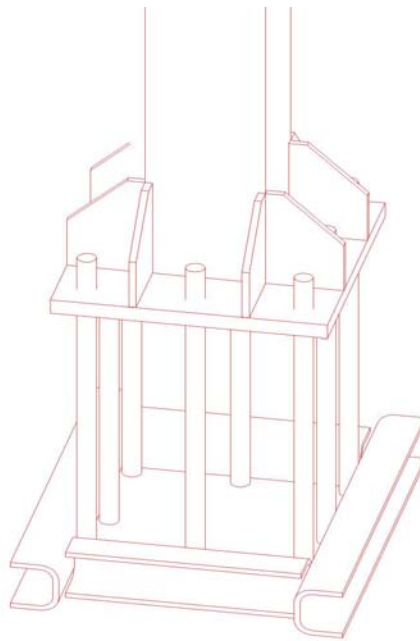


FIGURA C22. ANCLAJE CON DURMIENTES

Finalmente, como última solución, utilizada normalmente como sistema de solucionar problemas sobre cimentación existente están los anclajes Mecánicos o químicos.

Su capacidad resistente es más limitada pero permite colocar anclajes sobre cimentación ya ejecutada. Deben dimensionarse en cada caso en función del tipo de hormigón, esfuerzos y requerimientos de cada tipo



FIGURA C23. PRUEBA DE CARGA DE ANCLAJE QUIMICO

ANCLAJE TIPO 2.

Pilar metálico sobre pilar de hormigón (FIGURA C24): En este caso el anclaje se dispone sobre un elemento prefabricado de hormigón. Por tanto su colocación no se realiza en obra sino en el taller donde se hace la prefabricación del pilar. Se utiliza habitualmente pernos corrugados rectos ya que no es posible por dimensiones ni realizar patillas ni disponer placas, arandelas o durmientes.



FIGURA C24. DISPOSICION DE ANCLAJE SOBRE PILAR

Tanto en el caso 1 como en el caso 2, la unión a nivel de cálculo y modelizado puede ser articulada o empotrada. La unión articulada implica desplazamientos elevados al permitir el giro libre en la unión, mientras que la unión empotrada coarta este giro y eleva la rigidez estructural disminuyendo los desplazamientos.

Aunque la idealización no es exactamente lo ejecutado, jugando con la distancia entre anclajes y la superficie de contacto se suelen formar las uniones articuladas que no transmiten momento flector.

ANCLAJE TIPO 3

Anclaje de pilar de hormigón sobre cimentación: En edificios de altura relativamente baja se utilizan pilares de hormigón prefabricado que se fijan a la cimentación de forma empotrada de 2 formas: Dejando vainas embebidas en cimentación para rellenar con mortero o con cáliz con hendidura en la cimentación para luego rellenar el perímetro y hacer el ajuste preciso para que sea un empotramiento taponando la holgura.

COMPARATIVA DE ANCLAJES

Si se comparan los diferentes factores que influyen en la elección del tipo de anclajes se obtiene que:

Anclaje	Coste material	Coste ejecución	Tiempo ejecución	Capacidad	Dificultad ejecución
Mecánico	<div><div></div></div>	<div><div></div></div>	<div><div></div></div>	<div><div></div></div>	<div><div></div></div>
Químico	<div><div></div></div>	<div><div></div></div>	<div><div></div></div>	<div><div></div></div>	<div><div></div></div>
Perno liso en U	<div><div></div></div>	<div><div></div></div>	<div><div></div></div>	<div><div></div></div>	<div><div></div></div>
Perno corrugado	<div><div></div></div>	<div><div></div></div>	<div><div></div></div>	<div><div></div></div>	<div><div></div></div>
Durmiente	<div><div></div></div>	<div><div></div></div>	<div><div></div></div>	<div><div></div></div>	<div><div></div></div>

FIGURA C25. COMPARATIVA DE ANCLAJES

Para esfuerzos bajos se suelen utilizar anclajes mecánicos, mientras que para anclajes de cierta entidad lo habitual es utilizar anclajes químicos en soleras o corrugado embebido en el hormigón. Los durmientes suelen usarse solo para cargas muy altas debido a su coste FIGURA C26).

AUTOPORTANTE: En estantería autoportante, las cargas a cimentación se transmiten a través de los puntales de los bastidores, por lo que es una malla uniforme de cargas relativamente bajas en muchos puntos, lo que da lugar en la practica totalidad de los casos a dar una solución a base de losa de cimentación-solera. Es habitual que, principalmente debido a la mayor carga de viento que absorben los bastidores de fachada, esta losa tenga un perímetro de mayor canto que el resto. Y sobre esta losa se anclan las placas base de la estantería. Estas placas base suelen disponer diferentes tipos de solución en función de la carga que transmiten:

- *anclaje mecánico.*
- *Anclaje con varilla y resina (anclaje químico).(FIGURA C26)*
- *Anclaje mediante perno o durmiente embebido en el hormigón.*
- *Bases de anclaje embebidas en el hormigón con o sin funda*



FIGURA C26. ANCLAJE TIPO EN ESTANTERIA

La capacidad de anclaje de cada sistema es diferente, pero también lo es su coste y el tiempo de puesta en obra.

TIPOS DE TIPOLOGIA DE ESTRUCTURA SECUNDARIA

La estructura secundaria constituye la estructura a la que se fijan los cerramientos y que transmite su carga a la estructura principal o primaria. Son elementos biapoyados o continuos y que deben de soportar tanto el peso propio de éste como las diferentes cargas por zonas, formas o comportamientos. Al cubrir toda la superficie cerrada son elementos muy numerosos por lo que es necesario buscar soluciones muy industrializadas y repetitivas.

Como soluciones básicamente están:

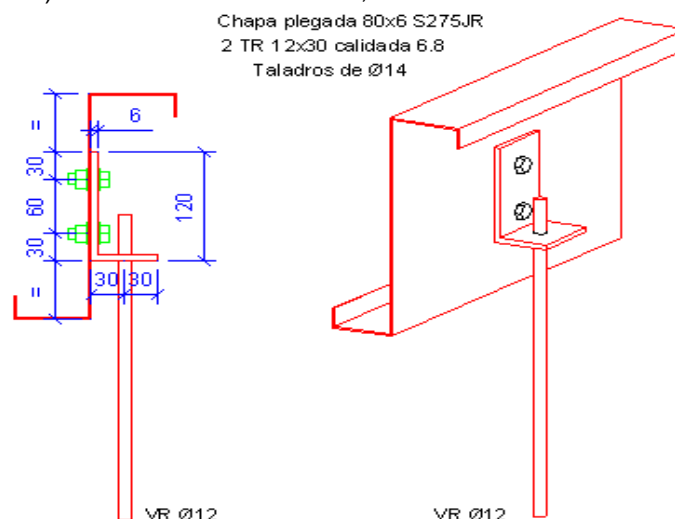
- elementos biapoyados formados por perfiles conformados, laminados, armados o en celosía dentro del acero y por vigas biapoyadas en forma de doble T, Pi o tubo alveolar en el caso del hormigón.
- Elementos continuos formados por perfiles conformados o laminados de acero.

Sin embargo en todos los modelos estructurales, estos elementos de la estructura secundaria además de resistir las acciones transmitidas por el cerramiento también deben transmitir o soportar otros esfuerzos derivados de los pandeos, pandeo lateral, etc de la estructura primaria y además transmitir compresiones de esfuerzos horizontales como el viento a través del edificio hasta los puntos de arriostrado. También en ocasiones han de soportar las cargas de instalaciones, tanto las uniformes como los Racks que van sujetos a la estructura secundaria, lo que condiciona no solo el dimensionamiento sino su diseño completo. Por tanto hay que ver cada tipología desde todos los puntos de vista ya que en cada edificio puede haber una solución óptima diferente.

EN CUBIERTA:

El caso más sencillo y habitual es utilizar perfiles simples, laminados o conformados, de tal forma que sean lo más industrializable posible. En ambos casos, salvo necesidad por problemas de altura, lo conveniente por montaje es que estos elementos se dispongan por encima de la estructura principal, apoyados (si no existe altura suficiente se pueden embrochalar).

Para reducir las solicitudes en cada elemento, la viga continua da lugar a momentos flectores menores que la biapoyada por lo que es lógico tender a ella. Sin embargo, la viga continua en función del canto consume altura disponible y además presenta alternancia de zonas comprimidas y traccionadas a lo largo del elemento por lo que es necesario tratarlos para cada combinación de cargas. Además la sujeción sobre elementos conformados presenta valores bajos debido a efectos locales básicamente (FIGURA C27). En elementos laminados, estos fenómenos no suelen reproducirse.



Carga Vertical descendente de servicio máxima
sobre la varilla M12: 150 Kg

FIGURA C27. CARGA PUNTUAL SOBRE PERFIL CONFORMADO

Para analizar correctamente el comportamiento puntual y la deformación local, es necesario un análisis de la zona por elementos finitos, para optimizar la solución (FIGURA C28)

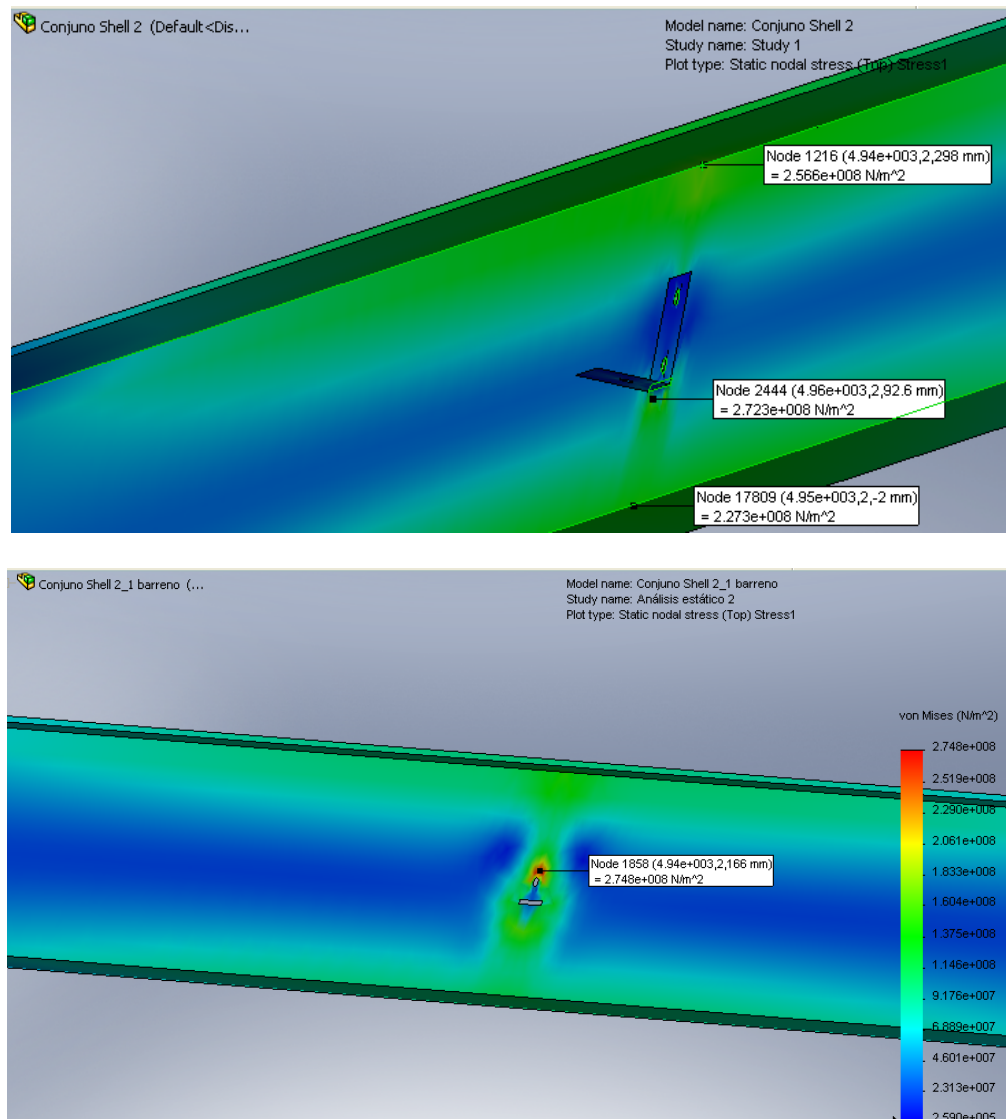


FIGURA C28. ANALISIS DEL COMPORTAMIENTO DE CUELQUE DE INSTALACIONES SOBRE CONFORMADO CON ANGULAR

Las correas biapoyadas son una solución aceptable en el caso de celosías donde se pueda diseñar con el canto adecuado y no existan limitaciones de altura. Utilizando correas en celosía, es posible aprovechar más canto para el elemento estructural perder altura libre al ir las propias correas e incluso las instalaciones encajadas en el canto de los pórticos, por lo que no se pierde altura.

Además en función del esquema de celosía en cuanto a canto, disposición de montantes y diagonales y de los diferentes tipos de perfil se consigue cubrir un amplio abanico de posibilidades. Los resultados obtenidos están en el límite, tomándose como máximo admisible.

- Pandeo fuera del plano del cordón superior. El pandeo del cordón comprimido de la celosía fuera del plano puede, en ciertos casos, considerarse coartado por el cerramiento, debiendo de analizar la fijación en detalle para validar el esfuerzo resistente. Este caso de cordón comprimido superior es el habitual en celosías biapoyadas frente a acciones gravitatorias como peso propio, sobrecargas, nieve,... Sin embargo este cordón superior en el caso de que no esté previsto el dimensionamiento de las fijaciones (y del cerramiento) para soportar estas fijaciones debe considerarse otro sistema. Éste habitualmente es disponer elementos de atado (uno o varios por vano) que unen celosías entre sí y que se triangulan al pórtico coartando específicamente este pandeo (FIGURA C29). Una ventaja adicional es que permite hacer celosías más esbeltas y que en fase de montaje las correas quedan alineadas, frente al caso de correas no atadas que se debe ir alineando a la vez que se fija el cerramiento (sobrecoste de montaje).

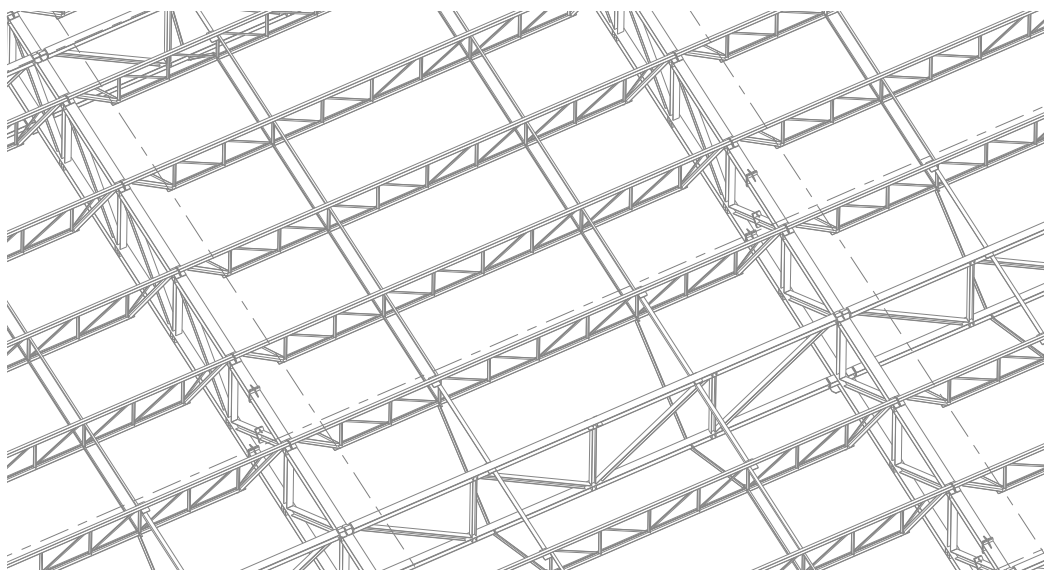


FIGURA C29. VANO DE CORREAS CON ATADOS

- Pandeo fuera del plano del cordón inferior: En el caso de esfuerzos ascendentes como es el caso del viento en succión, el cordón comprimido es el inferior. En este caso no existe opción de utilizar el cerramiento y debe recurrirse a una opción de atado transversal como en el caso del cordón superior.
- Sobrecargas: Existen acciones globales de sobrecargas distribuidas que deben ser consideradas, pero adicionalmente, suele haber cargas puntuales como apoyos de Racks de instalaciones, cuelgues de ramales de PCI, puntos fijos de clima, antisísmicos de contra incendios, etc en donde un diseño con elementos de bajo espesor puede presentar problemas locales.
- Carga adicional de viento: Estas correas, si se utilizan para transmitir cargas a puntos arriostrados, transmiten compresiones desde fachada, lo que suele ser un axil importante en un cordón o en los dos. Este axil adicional puede condicionar el número y tipo de los atados transversales.
- Carga adicional de pandeo lateral: Las correas suelen utilizarse como triangulación para evitar el pandeo lateral del ala comprimida del pórtico. Si ésta es la inferior se dispone un tornapuntas triangulando, que implica una acción adicional.

.....

AUTOPORTANTE : En estantería autoportante el concepto es diferente (FIGURA C30). El motivo es que en fachada tenemos puntales separados 3 o 4 veces menos que los pilares de un edificio. Pasamos de vanos de 9-12m a vanos de 2-3,5m de forma habitual. Esto da lugar a una situación diferente en el autoportante que presenta sendas ventajas en función del tipo de cerramiento:

- *Si el cerramiento va en posición vertical, bien sea panel o bien sea sándwich in situ con chapa o bandeja, el tener los puntales con una separación tan baja da lugar a correas continuas o triapoyadas que necesitan muy poca inercia, por lo que baja sensiblemente el ratio de material. Pero además esas correas no necesitan cuelgues intermedios en sentido vertical porque el vano pequeño implica pequeñas deformaciones. Y además la fijación de las correas a los puntales es sencilla ya que en casi la totalidad de los casos suelen ser elementos multiperforados, por lo que las fijaciones no requieren nada a nivel fabricación.*

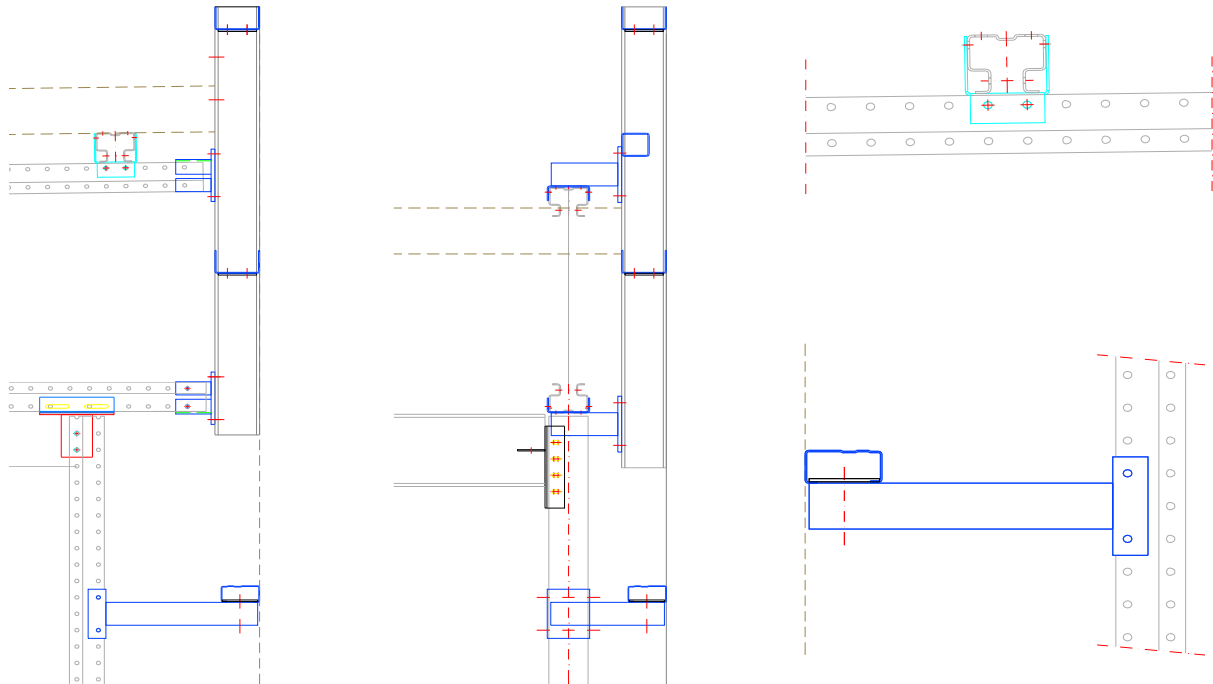


FIGURA C30. CORREAS EN AUTOPORTANTE

- *Si el cerramiento es horizontal la ventaja del autoportante aun es mayor porque no necesita ningún tipo de elemento si el cerramiento se dimensiona para el vano entre puntales. En el caso de un edificio obligaría a disponer unas correas horizontales sobre las que se colocarían otras verticales para apoyar el cerramiento (aun es mas costosa la estructura secundaria que con el cerramiento vertical).*

SISTEMAS DE ARRIOSTRAMIENTO

Los arriostramientos son un elemento con ciertas particularidades muy específicas. Son elementos utilizados para formar planos o pantallas “indeformables” en su plano de tal forma que habitualmente por triangulación forman elementos rígidos.

Es conocida la existencia de diferentes familias de arriostramientos tanto de pórtico de frenado de barras en K, M, N,... Pero el sistema de arriostramiento más utilizado es la cruz de san Andrés. El arriostramiento en cruz pero considerando alternativamente una diagonal o la otra es una triangulación en todos los casos. En edificios de este tipo, los arriostramientos en cruz de San Andrés entre pórticos da lugar a diagonales con longitudes importantes.

Esta longitud va en contra de utilizar estas diagonales a compresión ya que con su longitud y con el coeficiente de pandeo da lugar a esbelteces elevadas. En estas condiciones su funcionamiento es poco eficiente.

Requiere secciones con inercias relativamente altas para funcione. De todo esto sale la utilización de diagonales a tracción, utilizando a compresión elementos como la celosía del pórtico o correas previstas para ello.

Es importante con este diseño evitar la elevada concentración de carga que transmite sobre un alma de bajo espesor y esbeltez elevada. Este tipo de solución requiere de un estudio adicional del colapso por abolladura en el eje débil (FIGURA C31)

Para cargas importantes en arriostramientos, que suelen darse en fachada, es habitual la utilización de tubos con orejeta o placa de testa, que tienen una capacidad de transmisión elevada.

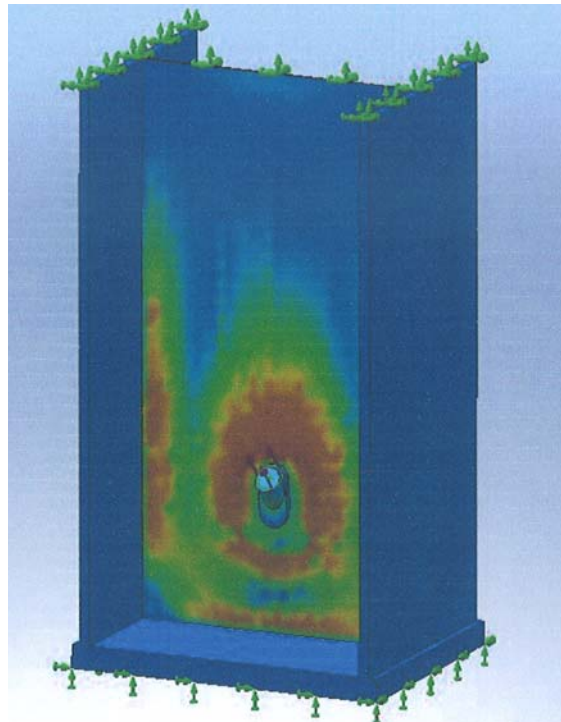


FIGURA C31. ESTADO TENSIONAL EN FIJACION DE ARRIOSTRAMIENTO

AUTOPORTANTE : En estantería autoportante, las consideraciones son diferentes. Existen 2 características singulares que deben tenerse en cuenta:

- *Al disponer de una malla de puntales tan densa, permite disponer una mayor cantidad de arriostramientos. Esto se traduce en más cantidad pero menos solicitados. Es habitual el empleo de elementos conformados, tipo C (FIGURA C32), de bajo canto y espesor, que trabajan a tracción.*



FIGURA C32. ELEMENTO CON SECCION C DE ARRIOSTRAMIENTO

- *La necesidad de arriostramiento es superior en autoportante frente a un edificio. En un edificio, éste hace de protección frente a viento principalmente y se le permiten desplomes de $L/250$ ya que se deja una holgura de un valor superior a éste entre la estantería y el edificio. Sin embargo, en autoportante, la estructura es la propia estantería y esto obliga a restringir las deformaciones a valores a veces de $L/1000$ o más porque es la limitación que presenta el equipamiento interior.*

COMPARATIVA DE CAPITULO ENTRE EDIFICIO Y AUTOPORTANTE

Existen diferencias apreciables entre los modelos estructurales de cada caso. El resultado y matices que presentan diferencias a destacar son:

- *La estantería tiene muchos más apoyos por lo que da lugar a esfuerzos más uniformes sobre cimentación.*
- *La estantería presenta la opción de colocar cerramiento horizontal sin colocar correas. Esta opción no está disponible en el caso de edificio estructural ya que la distancia entre porticos no permite disponer un cerramiento directamente.*
- *La estantería es más sensible a imperfecciones y desplomes, por lo que los efectos de segundo orden son más críticos que en la estructura de edificio.*
- *Existen casos en los que la rigidez de la estantería no es capaz de limitar los desplazamientos límites para algunos equipamientos, lo que descarta su utilización, principalmente con casos de altura elevada.*

D. TERRENO, CIMENTACIÓN Y SOLERA

PREPARACIÓN DEL TERRENO

Como en cualquier edificio el tipo de terreno puede ser muy variable y la cimentación debe adaptarse a las condiciones existentes. Pero para poder evaluar de forma correcta la cimentación es necesario analizar las posibilidades:

1. Si el terreno, a cota inferior de cimentación ya tiene una capacidad portante mínima aceptable lo habitual es plantear una cimentación superficial, bien sea de zapatas aisladas y/o corridas.
2. Si el terreno no es apto para hacer una cimentación superficial, la causa habitual es porque es un terreno que a cota inferior de cimentación tiene una capacidad portante muy baja o tiene cualidades no aceptables como suelos contaminados, limos, ... En este caso es posible de forma habitual solucionarlo de dos formas diferentes: cimentación profunda (pilotes en todas sus posibilidades y opciones) o mejora del terreno. Este es el caso que se procede a analizar ya que el caso 1 prácticamente no requiere actuación.

Para ver la conveniencia de cimentación profunda o mejora del terreno es necesario tener en cuenta el coste, el plazo, la disponibilidad y accesos así como las características y reacciones de la estructura.

Este tipo de edificios presenta superficies en planta importantes, con cargas por pilar relativamente bajas en proporción a su altura si lo comparamos por ejemplo con un edificio de viviendas de altura similar que tiene estructura mucho más pesada con forjados intermedios y sobrecargas totales sensiblemente mayores. Sin embargo las reacciones horizontales frente al viento son similares y los momentos flectores son sensiblemente mayores.

Ante estas condiciones podría interpretarse que una cimentación profunda con pilotes bajo cada pilar con encepados atados o una mejora del terreno bajo alineaciones de zapatas perimetrales e interiores podría ser válida. Y lo es. Pero existe carga a considerar que es la que recibe la solera del equipamiento, estanterías y entreplantas.

Esta carga repartida en toda la superficie, con cimentación profunda requiere una malla importante de pilotes que debe ser analizada por coste y por rigidez que puede tener cada pilote en función del tipo de suelo y cota a la que tenga que ir hincado. En este caso la solución de mejora integral del terreno (FIGURA D1) es la más adecuada confiriendo un comportamiento uniforme a todo el edificio en todos los puntos.



FIGURA D1. MEJORA DEL TERRENO

La tendencia actualmente tiende a la mejora uniforme del terreno que permite modificaciones o ampliaciones sin tener la obligación de respetar la malla de los pilotes cuando existan, por ejemplo (FIGURA D2).

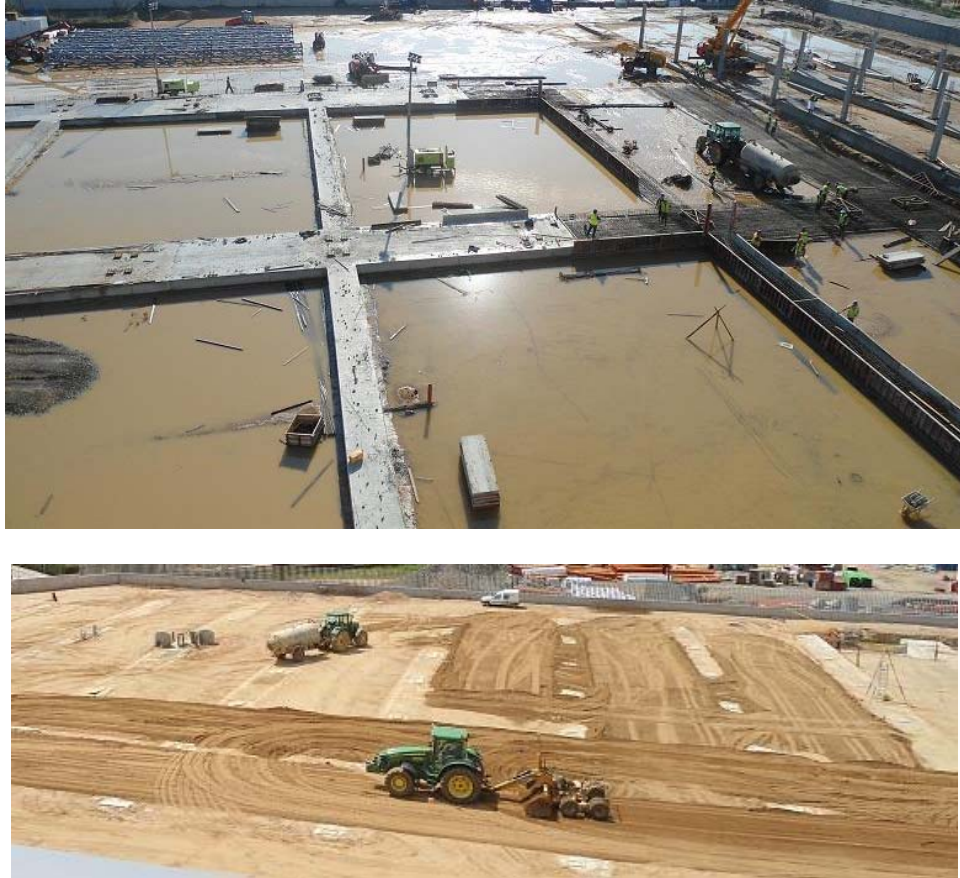


FIGURA D2. CIMENTACION SUPERFICIAL CON ZAPATA CORRIDA

Además proporciona uniformidad de comportamiento rebajando asientos diferenciales (FIGURA D3):

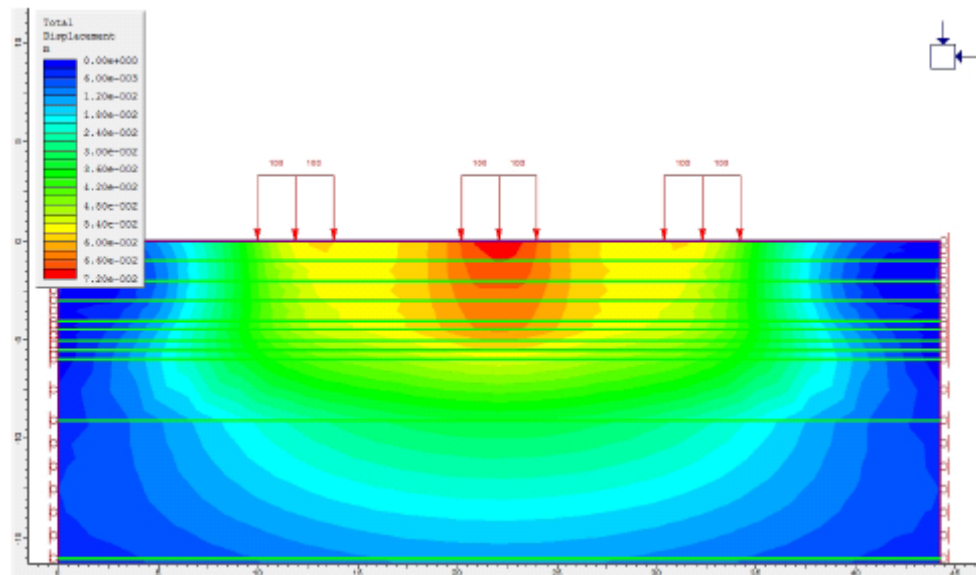


FIGURA D3. UNIFORMIDAD DE COMPORTAMIENTO DEL TERRENO

Se exige un uniformidad y limpieza importante debido a la simultaneidad de trabajos existente, tanto si es una cimentación superficial directa como si exige un saneo o pilotado del terreno.

Debe analizarse además la cota del nivel freático para ver la influencia sobre el suelo existente o el saneado. Pero tan importante como este nivel en el momento del ensayo es la variación de este nivel.

Variaciones importantes de nivel pueden provocar lavado de áridos finos y comportamientos o asentamientos diferidos y/o diferenciales importantes.

Los saneos ejecutados habitualmente son de toda la superficie del edificio más un sobreancho perimetral y de un espesor variable en función del relleno y de las condiciones de las capas inferiores, pero que habitualmente ronda los 3 a 5 m. Para espesores menores, se consiguen pocas mejoras y para espesores mayores de 5m entramos en volúmenes importantes de material que posiblemente aconsejen otra solución.

Además de la capacidad portante el asentamiento total y diferencial es un valor a considerar y preveer en dos sentidos. En primer lugar desde el punto de vista de la seguridad estructural.

AUTOPORTANTE: En estantería autoportante, la distribución uniforme de apoyos en toda la planta hace decantar la solución prácticamente siempre en una losa. Y para esta losa, lo más habitual, si es necesario, es hacer una mejora uniforme del terreno al no haber grandes cargas concentradas, sino que están repartidas. Es imprescindible dotar al edificio de una subbase uniforme lo más homogénea posible a fin de evitar asentamientos diferenciales que puedan provocar problemas en los sistemas automáticos, muy sensibles a estas diferencias.

CIMENTACIÓN

Habitualmente, según hemos visto se trabaja sobre terreno natural o sobre terreno mejorado si es necesario.

Se trabaja con terrenos que como mínimo suelen tener una capacidad resistente de 1.5 kg/cm^2 . Este valor puede provenir del terreno natural o de una mejora del terreno para conseguir valores similares. Debe prevenirse de forma importante los asentamientos globales y diferenciales.

Como esquema resistente habitualmente se utiliza la zapata aislada atada perimetralmente o zapatas corridas. Éstas últimas mejoran el comportamiento uniforme de la solución y disminuye los asentamientos diferenciales aunque suelen generar una solución más cara en conjunto (FIGURA D4). Debe valorarse el sobre coste frente a la mejora en comportamiento que supone.

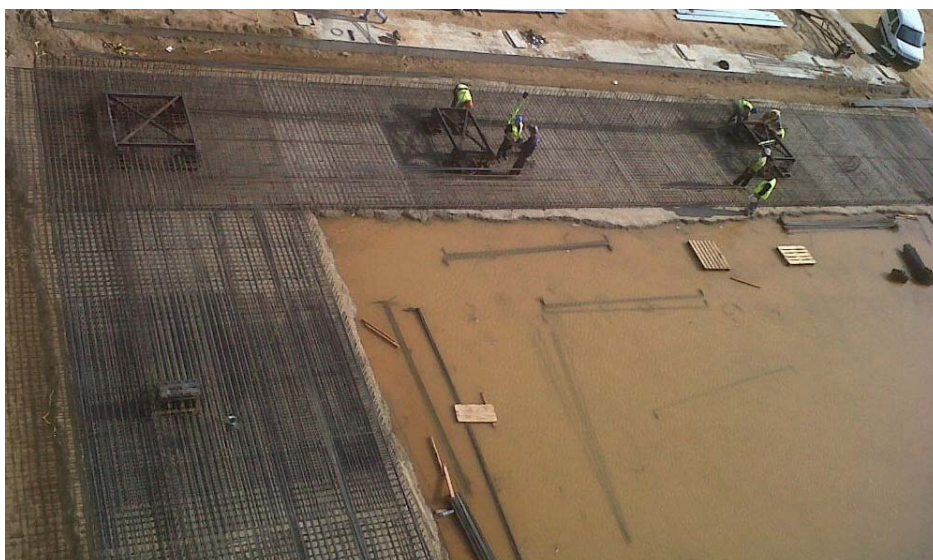


FIGURA D4. PLANTA DE CIMENTACION EN EJEUCIÓN

La cimentación está condicionada tanto por el terreno como por las cargas, como es habitual. Pero en este caso también por el solapamiento de trabajos de ejecución de estructura y solera (FIGURA D5), operativa de grúas, muretes perimetrales,...



FIGURA D5. DIFERENTES PARTES DE CIMENTACION EN EJECUCIÓN

La integración de todos los condicionantes puede hacer variar una decisión de solución basada en coste o en mejora de funcionamiento.

La solución basada en zapatas corridas presenta un funcionamiento más homogéneo y puede permitir el hacer zapatas de menos canto que las aisladas aunque posiblemente más armadas.

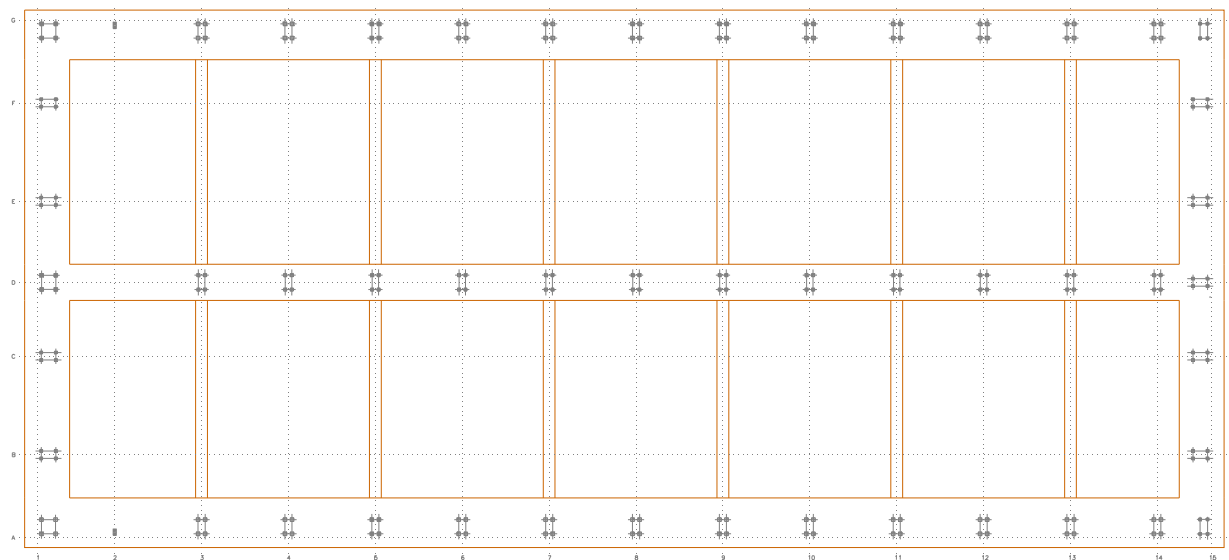


FIGURA D6. ESQUEMA EN PLANTA DE CIMENTACIÓN

En caso de que la normativa sísmica exija atado en una o dos direcciones puede condicionar la solución ya que los atados son vigas sensiblemente largas que tienen que limitar su esbeltez y que precisan de secciones importantes para funcionar correctamente (FIGURA D6). Debe valorarse su coste en todas las soluciones.

En caso de no ser necesario ese atado, en principio la solución de zapatas aisladas puede ser ventajosa.

Si existe muro perimetral in situ, la zapata perimetral corrida del muro puede implicar que sea más económico hacer una cimentación en el perímetro a base de zapata corrida porque ya es necesario disponer una (aunque sea mas pequeña) (FIGURA D7). Debe comprobarse cada caso.

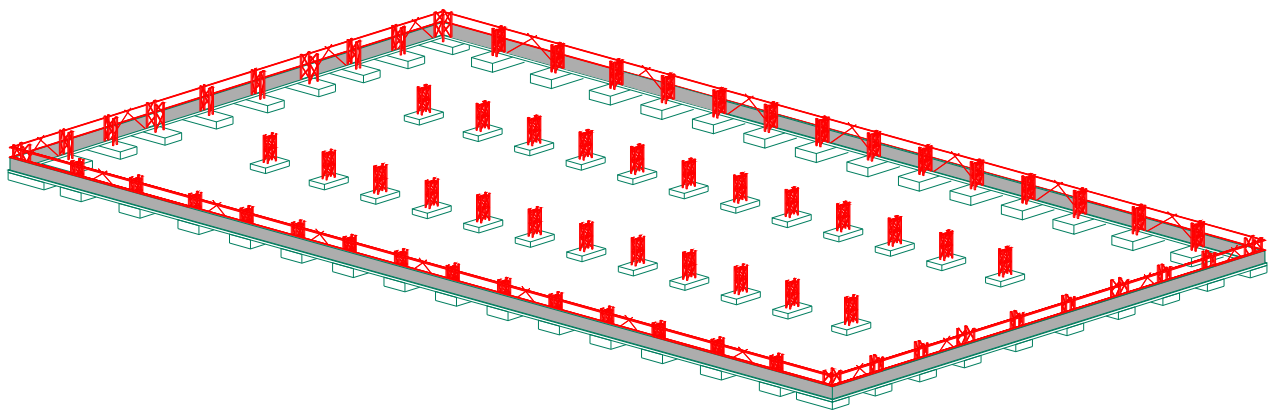


FIGURA D7. PLANTA DE CIMENTACIÓN CON ZAPATAS AISLADAS Y MURO PERIMETRAL

Otra necesidad es la de integrar las instalaciones tanto las existentes como las nuevas, que pueden obligar a modificar la solución prevista debido a que pueden interferir con lo planteado.

De forma paralela a la ejecución de la cimentación se ejecuta cuando es necesario un sistema de evacuación de personas en caso de incendio por túneles, con el fin de reducir recorridos de evacuación en edificios con superficies en planta importantes y donde existen distancias en línea recta a cualquier fachada que no cumplen las condiciones de evacuación.

Por lo tanto una solución para resolverlo es hacer evacuaciones repartida por la parte central del edificio, con salidas a espacio seguro. Esto se consigue haciendo que los túneles estén presurizados, de tal forma que el aire caliente en caso de incendio sale del túnel y nunca entra.

AUTOPORTANTE : En estantería autoportante, la cimentación habitual es la losa de cimentación con sobre espesor en el perímetro. El sentido de aplicar esta solución es la elevada cantidad de apoyos, muy uniformes y próximos, lo que aconseja una losa/solera.

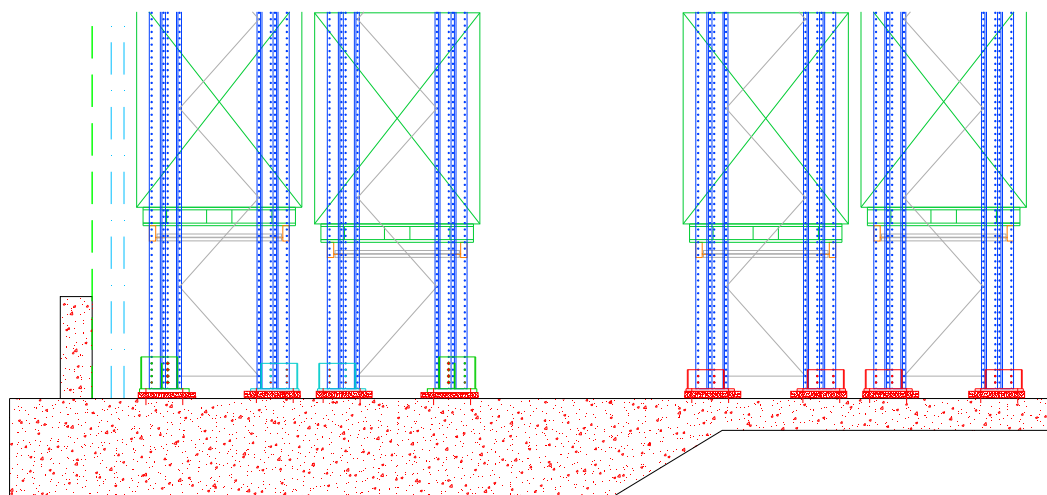


FIGURA D8. SECCION TIPO DE CIMENTACIÓN DE SILO AUTOPORTANTE

A nivel de reacciones es posible comparar, para un ejemplo concreto, las diferencias entre varias soluciones. En autoportante lo habitual es ir a soluciones de doble profundidad o triple profundidad. La de triple profundidad aumenta la capacidad de almacenamiento pero es logísticamente más lenta. Pero además de esto la de triple profundidad tiene reacciones diferentes ya que tiene más peso propio y más sobrecarga (axil vertical) porque almacena más cantidad.

Si existe sismo también aumenta su reacción de sismo sobre la cimentación por tener más masa en altura y aumentan los flectores, que en estantería con celosía son básicamente axiles de tracción/compresión.

La doble o triple profundidad, se refiere a si el almacenamiento de cada lado del pasillo se hace en 2 o en 3 capas.

REACCIONES EN BASES DE ESTANTERÍA AUTOPORTANTE DE TRIPLE PROFUNDIDAD Y ALTURA 30m

ALINEACIÓN LATERAL	PESO PROPIO	VIENTO	CAJAS	TRASLDO	SISMO	LOSA (Anclajes / H. Flanqueado)
COMPRESION	3.400	18.409	9.000	2.670	9.311	650
TRACCION	-	-18.409	-	-	-9.311	
CORTANTE	-	4.101	-	188	746	
ALINEACIÓN CENTRAL	PESO PROPIO	VIENTO	CAJAS	TRASLDO	SISMO	LOSA (Anclajes / H. Flanqueado)
COMPRESION	1.363	4.102	9.000	2.670	9.311	300
TRACCION	-	-4.102	-	-	-9.311	
CORTANTE	-	615	-	188	746	

REACCIONES EN BASES DE ESTANTERÍA AUTOPORTANTE DE DOBLE PROFUNDIDAD Y ALTURA 30m

ALINEACIÓN LATERAL	PESO PROPIO	VIENTO	CAJAS	TRASLDO	SISMO	LOSA (Anclajes / H. Flanqueado)
COMPRESION	1.485	18.917	5.580	2.670	6.083	650
TRACCION	-	-18.917	-	-	-6.083	
CORTANTE	-	4.741	-	188	548	
ALINEACIÓN CENTRAL	PESO PROPIO	VIENTO	CAJAS	TRASLDO	SISMO	LOSA (Anclajes / H. Flanqueado)
COMPRESION	1.141	10.959	5.580	2.670	10.641	450
TRACCION	-	-10.959	-	-	-10.641	
CORTANTE	-	1.027	-	188	853	

FIGURA D9. ESQUEMA DE REACCIONES POR HIPOTESIS.

Comparando ahora la estantería autoportante de doble profundidad de 30m de altura con la misma estantería dentro de un edificio (estantería no autoportante), el resultado es que el peso propio es menor en la estantería autoportante, la sobrecarga de usos es la misma, pero no tiene viento evidentemente, que es una de las principales acciones.

Además, si es zona sísmica el sismo es relativamente superior en la no autoportante porque suele tener menos arriostrados por no tener viento y los esfuerzos horizontales se concentran más.

El resultado de comparación de reacciones es claro, e incluso a nivel de anclajes se aprecia que la diferencia es importante en las escalas centrales y más aún en las laterales por el viento

Esto afecta directamente a la cimentación, preparación del terreno y anclajes directamente. Y dentro de la cimentación afecta al sistema a elegir. En el caso de la estantería no autoportante, la cimentación habitual consiste en realizar una cimentación para el edificio y luego una solera, habitualmente independiente, para la estantería, de espesor mucho menor que la losa del autoportante.

COMPARATIVA DE CAPITULO ENTRE EDIFICIO Y AUTOPORTANTE

Ambos sistemas tienen soluciones de cimentación y solera claramente diferentes. Mientras en el edificio suele requerir una cimentación aislada o con zapata corrida a la que se añade una solera posterior para la estantería interior, en la solución de autoportante se suele emplear un solo elemento (losa de cimentación) que hace las funciones de cimentación y solera, dada la uniformidad de cargas a excepción del perímetro que suele llevar un canto mayor debido al viento que reciben las escalas laterales. En la parte central, exceptuando los bordes, las cargas son similares tanto se trate de autoportante como de estantería interior, a excepción de lo que se recibe del viento.

Desde un punto de vista de coste, la cimentación con losa en autoportante es más económica que la cimentación más solera del edificio más estantería interior.

E. PREFABRICACIÓN Y SOLDADURA

PREFABRICACION DE LA ESTRUCTURA

Para reducir el tiempo del cronograma de ejecución se debe prefabricar al máximo tanto la estructura como la previsión de instalaciones estandarizando elementos sin hacer distinciones por particularidades como algún taladro, posición, cartela, etc... que complicaría y retrasaría el montaje.

La prefabricación comprende una serie de tareas encadenadas que tiene por objeto realizar tareas en taller para que no se realicen en la obra. Esta prefabricación está evidentemente muy relacionada con la gestión y el desarrollo de la ingeniería de detalle.

Esta prefabricación debe tener en cuenta ciertos aspectos relacionados con el conjunto de tareas como es el transporte a obra, tareas a realizar en obra, forma de suministro de materiales, etc...

Los procesos previos a la prefabricación son:

- realización de la ingeniería de detalle
- gestión de compras
- nesting

Toda la base del conocimiento y la puesta en valor de la prefabricación radica evidentemente en hacer una ingeniería de detalle adecuada. En esta fase se evalúan todas las posibilidades y se define desde este momento el montaje de la obra.

Deben analizarse los factores propios de la fabricación como los propios del transporte y puesta en obra. El máximo aprovechamiento de la ingeniería de detalle se realiza cuando ésta es realizada por la misma empresa que lo fabrica ya que se puede condicionar el resolver ciertos de talles constructivos en función del equipamiento de la empresa prefabricadora.

Lo mismo ocurre con la gestión de las compras y el nesting. El nesting es el anidado o integración de todas las piezas a fabricar sobre los perfiles del almacenista o del laminador .

Es fundamental conocer lo existente en el mercado y conocer la capacidad de la fabricación. La capacidad de la fábrica puede condicionar la medida o el tipo de material a comprar, que ya debe estar considerado incluso en la ingeniería de detalle. Por ello el nesting debe realizarse bajo esos parámetros.

Esta gestión de compras tiene varias condiciones importantes. La primera y evidente es el coste. El coste puede ser variable en función del formato en que se compre el material.

La evolución del precio medio del acero laminado es variable en el tiempo y cotiza en mercados regulados.

Pero además, el tiempo disponible para realizar la compra de acero añade posibilidades y opciones. Con tiempo suficiente un número sensible de veces ocurre que es posible recurrir a laminaciones a medida del material, lo que origina un aprovechamiento muy elevado (mejor precio final porque se reducen los desperdicios). Pero para ello es necesario acudir a la industria primaria con fechas y tiempos elevados, ya que funcionan por programaciones mensuales o incluso superiores.

Una vez realizadas estas tareas, la prefabricación de la estructura tiene las siguientes etapas:

- organización de fabricación y materiales en el tiempo
- generación de las ordenes de fabricación
- descarga y recepción de materiales base
- Corte
- Taladrado y perforaciones
- Armado
- Soldadura
- Acabado superficial
- Expedición y acopio
- Transporte a obra

En principio el factor clave que marca el proceso es la necesidad ordenada de montaje en obra y su cadencia, por lo que los envíos desde taller deben seguir la misma cadencia y para evitar también acopios en taller, el fin de la fabricación debería ser la misma fórmula.

Una vez que esta secuencia de final de fabricación está clara, se debe organizar la fabricación de la misma forma pero pensando en generar lotes repetitivos de fabricación. Aquí la organización debe tener en cuenta que lo más óptimo para fabricación no coincide con lo más óptimo para el orden de suministro a obra. Desde este punto de vista interesa hacer series iguales de piezas, seriando al máximo.

Para series de fabricación pequeñas, se disparan los tiempos muertos de fabricación y de programación, con lo que el ratio de horas de trabajo por tonelada de acero se dispara. Este es el ratio base en prefabricación. Este ratio varía en función del tipo de estructura ya que estructuras tipo celosía requieren más mano de obra que estructuras a base de perfiles laminados simples, por ejemplo. Pero evidentemente la prefabricación es en buena medida organización y gestión. Aquí existen dos formas básicas de trabajo que condicionan todo el proceso:

1. Taller “tradicional”. Esta forma de trabajo radica fundamentalmente en que cada operario realiza varios trabajos sobre el elemento en construcción. Es decir que probablemente no realice el corte y preparación de los elementos simples o marcas pero sí que suele hacer el armado de todos los simples que elaboran un conjunto y luego la soldadura de todas las uniones. Este método de trabajo debe basarse en profesionales con amplia experiencia y conocimientos por el abanico de tareas que realizan. Este sistema es adecuado para elementos con tareas más propias de la calderería, el mecanizado y el conformado de piezas complejas adaptadas a especificaciones complejas que requieren ciertas tareas en las que la experiencia es imprescindible como puede ser curvados con calor, enderezados, etc... Este sistema no está pensado para una prefabricación industrializada de series de piezas altas.
2. Taller “en cadena”. Este sistema se basa en la cadena de trabajo donde cada pieza va avanzando por una cadena, sufriendo todas las transformaciones necesarias hasta conseguir el producto final. Cada proceso es una estación en la que se realiza un proceso y cada operario de cada estación está especializado solamente en su tarea o máquina. Requiere una especialización de cada equipamiento. Aquí la pieza avanza por la cadena de estación en estación hasta que está finalizada. Este sistema está pensado para grandes series de fabricación y reduce sensiblemente los ratios de coste de mano de obra por tonelada.

Existen fabricantes muy especializados en un sistema en cadena debido a que es el sistema que consigue ratios de coste por unidad de material de estructura mejores. Son instalaciones pensadas para un trabajo continuo y de avance del material por cada unidad de trabajo (FIGURA E1). Son instalaciones:

- sin oficinas adosados que permiten ampliaciones y reformas en las 4 caras,
- con puentes grúa de diferentes tamaños, Con caminos de rodillos entre máquinas,
- con secuencia y tránsito entre etapas definido previamente,
- con gestión completa de ordenes de trabajo desde un departamento de organización de la producción
- prácticamente todos los procesos automatizados con control numérico
- programación desde oficina (no se programa en la máquina)



FIGURA E1. ESQUEMAS DE TALLER ESPECIALIZADO EN CADENA

La necesidad de movimiento del material por las distintas etapas se resuelve con caminos de rodillos, en la entrada y salida de máquinas y con puentes grúa entre etapas.

Toda prefabricación debe estar basada en este segundo tipo de organización (FIGURA E2). En él deben existir varias áreas, perfectamente identificadas y separadas, en el siguiente orden:

1. zona de descarga y recepción de materiales base
2. zona de corte de materiales planos
3. zona Taladrado y perforaciones de materiales planos y en barra
4. zona de Armado
5. zona de Soldadura
6. Zona de granallado
7. Zona de pintura y secado
8. Zona de acopio y expedición

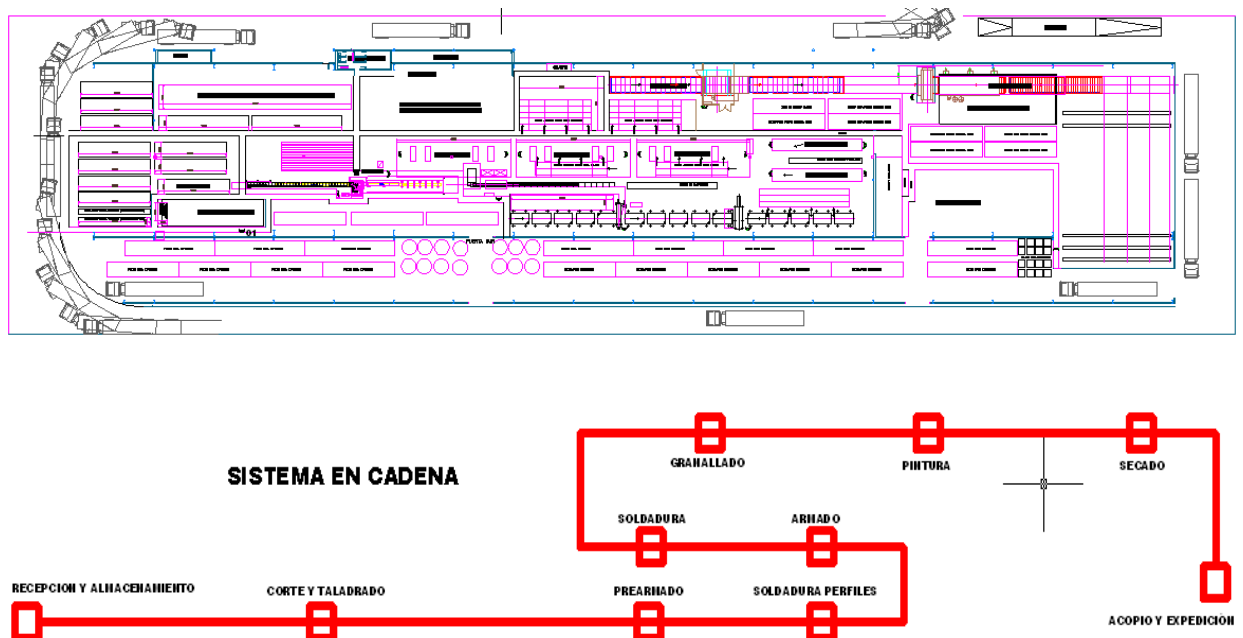


FIGURA E2. ESQUEMA DE ORGANIZACIÓN EN CADENA

Sobre este diseño base existen ciertas variantes en función del tipo de estructura a realizar. Si la estructura es en acero armado de canto variable aparecerá un área de prearmado de formación del perfil base, mientras que una zona de celosía puede tener una zona de armado y soldadura combinada utilizando viradores, donde la pieza no se mueve y son los armadores y soldadores los que trabajan alternativamente en 2 o más bancadas.

Evidentemente la optimización del sistema organizado en la cadena pasa además por la optimización de cada una de las etapas. Es fundamental evitar todas las tareas que no aportan valor al producto por lo que deben analizarse y evitarse: deben evitarse movimientos innecesarios del material, realizar la descarga y el acopio de forma prevista para la forma de usarlo o transportarlo a la siguiente etapa, debe ajustarse la capacidad de todas las etapas para que la velocidad sea constante, deben evitarse almacenamientos intermedios, etc... (FIGURA E3). Es decir es imprescindible desligar la fabricación en cadena de factores externos.



FIGURA E3. VISTA GENERAL DE TALER EN CADENA

Dentro de la prefabricación, debe evaluarse el grado de prefabricación. Actualmente aunque la tendencia es realizar el máximo en fábrica, existen casos en los que puede ser conveniente el realizar ciertas tareas en obra. Pongamos el ejemplo de un pilar de 32m de altura en celosía espacial de sección 2,00x1,00m. En este caso, si se realiza completamente en taller va a generar un transporte especial de 32m de longitud, mientras que es posible el realizar dos mitades en taller, transportar 2 unidades de 16m y transportar el pilar en un solo camión a obra, realizando esta soldadura en obra en la zona de acopio previa al izado. Esta solución si se diseña con material comprado en largo a medida de 16m no genera el soldaduras adicionales ya que la unión se haría en obra en vez de en taller.

La gran ventaja es la logística del transporte ya que camiones toldina de hasta 16m son habituales ya que solo requiere una autorización documental, mientras que un camión de 32m es un transporte especial con vehículos guía y autorizaciones de todas las comunidades autónomas por las que pase, además de que habitualmente suelen tener restricciones de tránsito por fechas o lugares.

El almacenamiento y el transporte deben hacerse con un atado y apilado del material correcto. Además del riesgo en cuanto a seguridad y accidente, el correcto apilado incide directamente en la deformación de las piezas (FIGURA E4). En algunos casos la falta de cuñas o su incorrecta disposición da lugar a flechas sobre el producto terminado. Estos elementos que suelen tener inercias importantes en el eje principal, en el secundario presentan una gran facilidad a la deformación. El problema radica en que esta deformación debido a la carga de las piezas superiores induce una deformación plástica no recuperable. Es importante corregir este efecto.



FIGURA E4. ALMACENAMIENTO DE MATERIAL

Debe hacerse una valoración del coste de montaje en obra frente al de prefabricación más transporte, buscando el equilibrio y la influencia en tiempos, transportes disponibles, transportes especiales, taller de obra, análisis de factores externos, valorar objetivo de coste y/o de plazo,...

La valoración del transporte (FIGURA E5) se hace desde la fase de ingeniería base, considerando que además del nesting de material es importante diseñar la forma de encajarlas en un camión estándar, que tiene una caja de 13600x2400mm.



FIGURA E5. CARGA Y TRANSPORTE

PREFABRICACION DE UN SISTEMA STANDARD

Otro tipo de prefabricación diferente al anterior es el asociado a un sistema y no a una obra, es decir, que cada obra se adapta a una serie de elementos prefabricados que compondrán el sistema estructural (FIGURA E6).

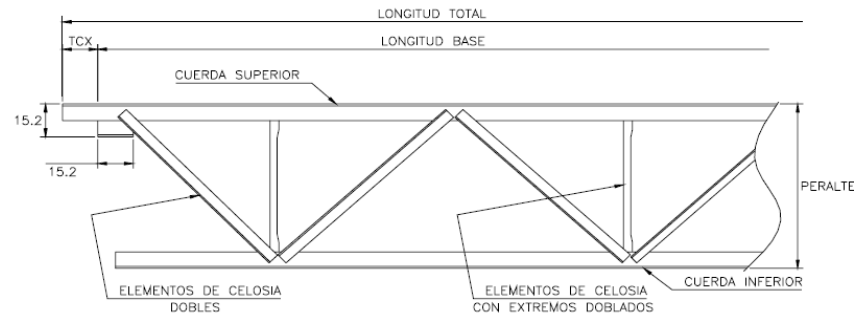


FIGURA E6. VISTA PARCIAL DE CELOSIA

Este tipo de sistemas son muy habituales en mercados como el Norteamericano (México, USA y Canadá). Existen diferentes sistemas y fabricantes, además de publicaciones cuantiosas referentes a sistemas en los que se fabrican elementos en diferentes longitudes y para diferentes cargas de forma estandarizada.

Así, para una obra en concreto, se determina la malla base en función de los standard de vigas, normalmente de celosías, en función de las luces y las cargas y paralelamente se hace lo mismo para las correas, habitualmente también en celosía (FIGURA E7).

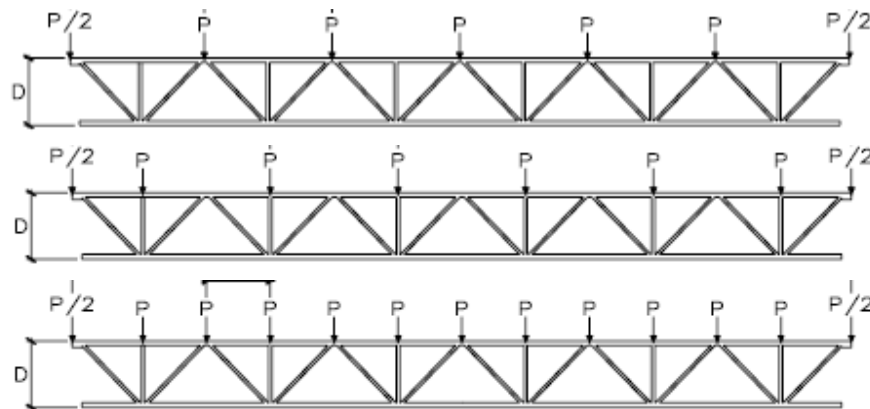


FIGURA E7. TIPOS DE CELOSIA

Una de las ventajas de este tipo de prefabricación está en que se consiguen materiales a precios muy competitivos a base de elementos muy estudiados, con programaciones de materiales con mucho tiempo de antelación y de forma programada.

Ello permite además laminaciones de material en largos a medida y buenos precios por volumen de compra de producto. Realmente el sistema consiste en estandarizar y tabular la combinación de longitud, carga y canto para obtener una serie de celosías prediseñadas y prefabricadas (FIGURA E7 Y E8).

Paralelamente, la justificación de calculo del elemento esta presente desde el principio y existe una documentación de detalles constructivos desarrollados y previstos en los elementos prefabricados para fijaciones, atados a pandeo, uniones transversales, apoyos, fijaciones, etc.

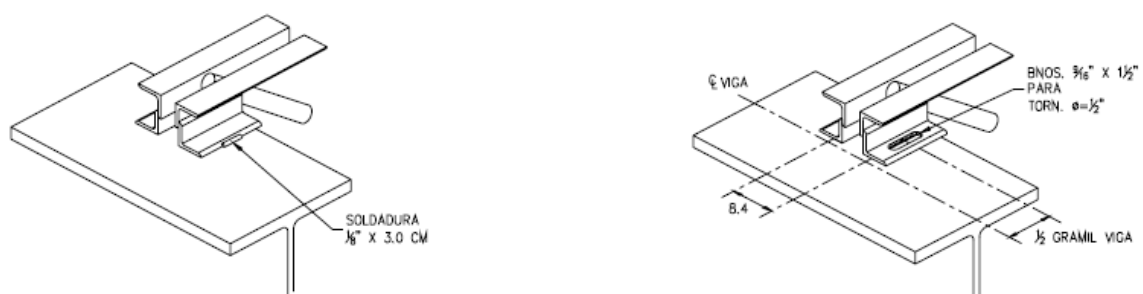


FIGURA E8. DETALLES DE CELOSIA

AUTOPORTANTE : En estantería autoportante este es el esquema habitual. Existe una serie de fabricantes y perfiladores que realizan unos perfiles estándar, por conformado continuo y multiperforado habitualmente. Esta serie de conformados se realiza para puntales, diagonales, largueros, arriostrados, correas,...

Este sistema es imprescindible ya que a excepción de algunas conexiones que tienen soldadura toda la fabricación es automática. Para las conexiones se procura utilizar piezas por embutición o estampación, de tal forma que al ser miles de piezas se reduce el tiempo y el coste de fabricación (FIGURA E9).

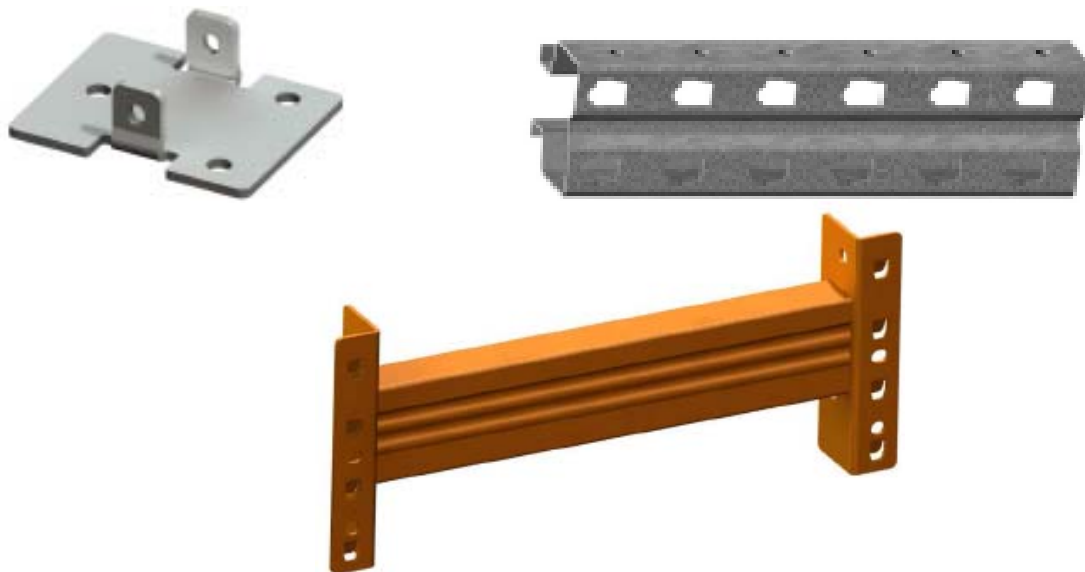


FIGURA E9. PREFABRICACIÓN EN AUTOPORTANTE

Con todo ello se genera una serie completa de elementos, totalmente estandarizados, reduciendo el tiempo de diseño y ajustando la Ingeniería de diseño a lo estandarizado.

Solo algunas piezas singulares se hacen a medida en las partes diferentes de cada edificio como cabeceras, escaleras, huecos, zonas no ortogonales,...

SOLDADURA

La soldadura es la base de la estructura metálica. En la inmensa mayoría de detalles constructivos está presente la soldadura y es un parámetro fundamental en el análisis del diseño en cuanto a economía, plazos, deformaciones, tensiones,...

El primer análisis debe hacerse desde el punto de vista del diseño. Y aquí la especialización en esta área juega un papel decisivo. El diseño de los detalles constructivos con una valoración adecuada del apartado de soldadura es básico.

Habitualmente el análisis se realiza en función de si la soldadura es en ángulo o a tope. Y si es en ángulo se hace una consideración de valoración de $0,7x_e$, siendo e el menor espesor de los elementos a soldar.

Este criterio es el utilizado por muchos estructuristas y no deja de ser una falta de conocimiento que puede arruinar cualquier proyecto, ya que aparece en algunas normas como soldadura de espesor máximo.

El diseño de uniones soldadas parte inicialmente de unos procedimientos de soldadura adecuados al tipo de estructura a realizar.

En él se definen todas las características del método de soldeo, parámetros, limitaciones,... Pero es necesario conocer los diferentes métodos de soldadura habituales en este tipo de estructuras. Básicamente son 3 las opciones habituales que conviene considerar:

1. El primero de ellos y más sencillo en cuanto a aplicación es el electrodo. Existen diferentes tipos de electrodos y diferentes diámetros. Los electrodos más habituales son los básicos o los de rutilo. Este tipo de soldadura también es habitual el utilizarlo en soldaduras en obra.
2. El más habitual en taller es la soldadura semiautomática (MIG/MAG o GMAW). A base de un hilo continuo, macizo o tubular, su rendimiento es importante en condiciones favorables de ausencia de viento y potencia eléctrica constante y elevada.
3. Cuando es posible, el método de mejor calidad de soldadura, mayor penetración y mejor tasa de deposición es el SAW (Arco Sumergido). Este método empleado en soldaduras lineales con cierto grado de automatización consigue las mejores calidades de soldadura. Este método presenta una penetración importante no despreciable. Como ejemplo real de aplicación de soldaduras de arco sumergido vemos el caso habitual de fabricación de DOBLE T (FIGURA E10):

Instalación automática (Twin arc) fabricación de vigas DOBLE T

PARÁMETROS	TIPOS DE UNIONES EN VIGAS Y LADO DE SOLDADURA	RANGOS HOMOLOGADOS
INTENSIDAD 700-900 amperios VOLTAJE 27-32 voltios VELOCIDAD DE SOLDADURA 50-100 CM/MIN POLARIDAD E +	<p>SOLDADURA POR UN SOLO LADO</p>  <p>pWPS: p121 1 001 AC WPQR: 121 1 2 001 AC WPS: 121 1 001 AC</p>	ESPEORES DE ALMA 4,5,6,7,8,9,10,mm CUELLO MÍNIMO: 2,5 mm CUELLO MÁXIMO: 5 mm
INTENSIDAD 700-900 amperios VOLTAJE 27-32 voltios VELOCIDAD DE SOLDADURA 50-100 CM/MIN POLARIDAD E +	<p>SOLDADURA POR DOS LADOS CON VOLTEO</p>  <p>pWPS: p121 1 001 AC (por dos lados) WPQR: 121 1 2 002 AC WPS: 121 1 001 AC</p>	ESPEORES DE ALMA 4,5,6,7,8,9,10,mm CUELLO MÍNIMO: 2,5 mm CUELLO MÁXIMO: 5 mm

FIGURA E10. PARAMETROS TIPO PARA SOLDADURA POR ARCO SUMERGIDO.

Para la valoración de este método, además de la garganta visible en función de la tasa de deposición, está la penetración.

En una simple macrografía (FIGURA E11) realizada a pie de taller con nital al 3% se aprecia perfectamente la penetración:

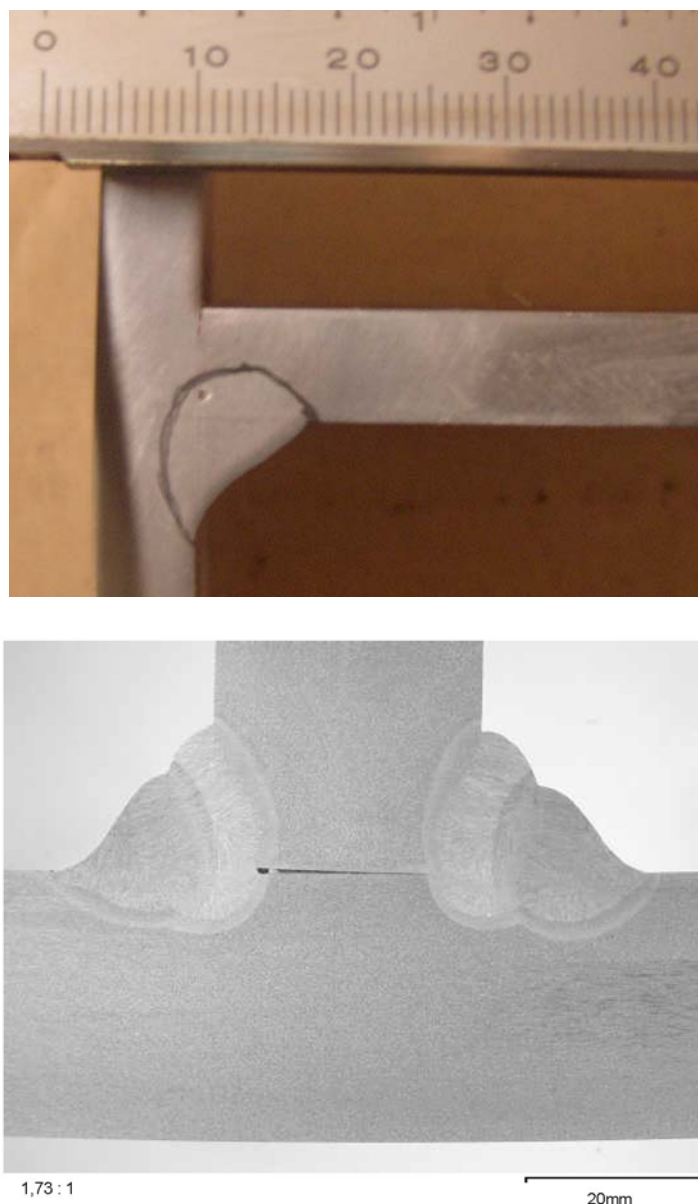


Figura 69721-1
Muestra 009 M1
Ataque: Nital 5%

FIGURA E11. MACROGRAFÍA

La consideración de la penetración, según permite la normativa, reduce sensiblemente las necesidades de soldadura y reduce pasadas.

Se recomienda que la garganta de la soldadura no sea mayor que la exigida por el cálculo, respetando el mínimo establecido. En general se preferirán las soldaduras planas o cóncavas a las convexas.

Según el CTE y la EAE, cuando se empleen procedimientos de soldadura para los que resulte **garantizada una penetración** (FIGURA E12) , **que rebase el punto de la raíz teórica**, por ejemplo, mediante procedimientos automáticos o semiautomáticos de soldeo bajo polvo o en atmósfera inerte, puede tomarse para la garganta de soldadura el valor un 20% mayor a la garganta vista hasta un máximo de 2mm.

Es importante resaltar que esto es posible siempre que se demuestre por ensayos que se puede conseguir la penetración requerida.

Esto significa que en determinados casos, además de la velocidad de deposición que se consigue con estos métodos automáticos, el incremento de sección de diseño puede evitar el dar la 2ª y 3ª pasada, es decir, puede reducir casi un 65% el tiempo de soldadura y sus operaciones. Esto representa una reducción de coste muy importante en los costes de fabricación.

Reducción del cuello de soldadura por utilización de procedimientos de soldadura de gran penetración
(Arco sumergido/121/SAW)

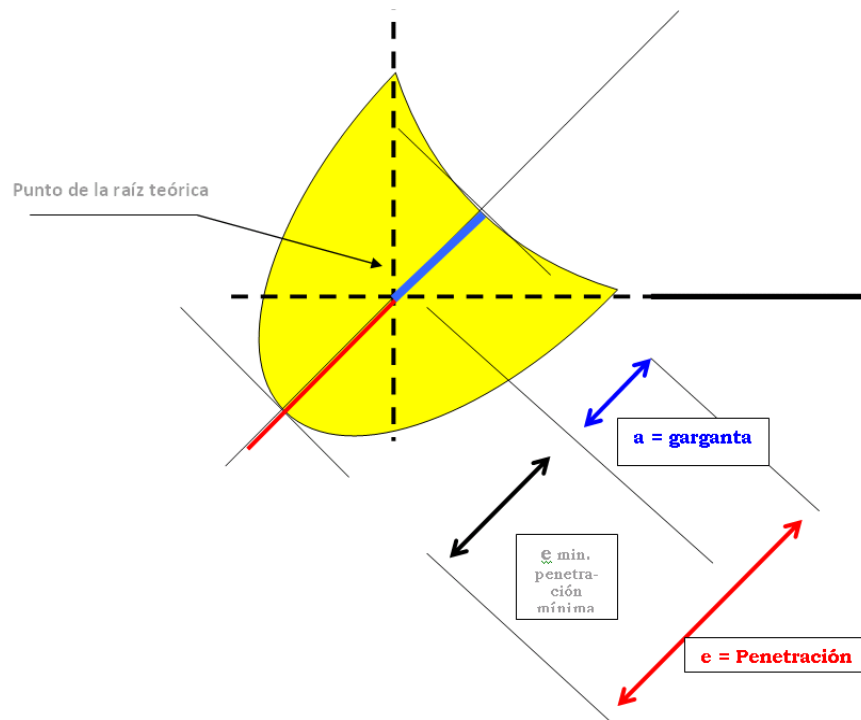


FIGURA E12. ESQUEMA DE PENETRACION DE SOLDADURA

Y aquí deben tenerse en cuenta otros factores como la productividad, las deformaciones, secuencias de soldeo, método de soldeo, penetración, posición de soldeo, materiales,... El ensayo de doblado (FIGURA E13) nos da idea de la forma de rotura.

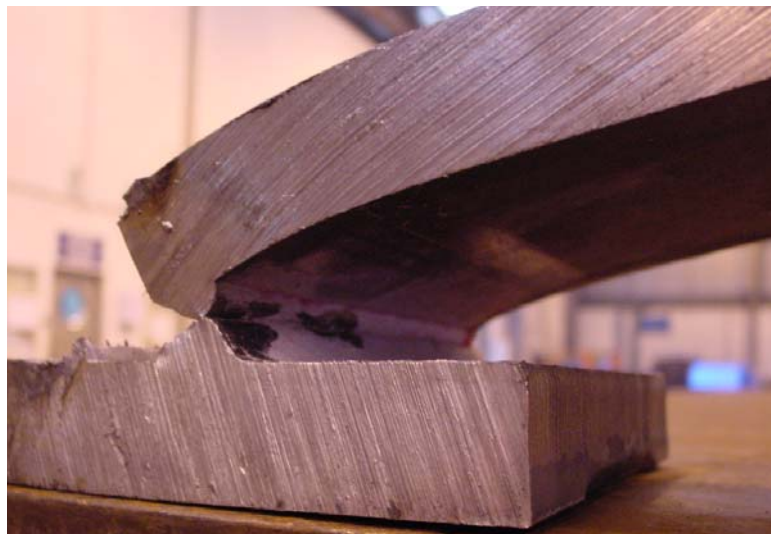


FIGURA E13. ENSAYO DE DOBLADO

Además de tener en cuenta toda la normativa existente de soldadura, dentro de la misma existen diferentes diseños válidos. En ciertos casos la soldadura a tope es necesaria, obligatoria o preferible. En otros casos es la unión en ángulo o la soldadura con penetración parcial la adecuada. La elección depende de factores resistentes principalmente según el diseño y el procedimiento, pero influye también:

- La posición de soldeo es un factor a tener en cuenta. Con piezas manejables que se pueden girar, la posición de soldeo a conseguir será siempre en plano, pero en piezas más complejas, voluminosas o pesadas, donde no es posible con facilidad su volteo, aparecen posiciones de soldeo verticales (ascendentes) o a techo. Esto condiciona la cualificación de los soldadores y consecuentemente la calidad de la soldadura. La soldadura a techo o en vertical tiene tasas de deposición menores además de restringir el uso de algunos métodos de soldeo. La utilización de viradores, garantiza una posición óptima de soldeo siempre.
- La preparación de bordes es otro parámetro importante. Aunque la preparación de bordes sea recta, la irregularidad de éste o las rebabas procedentes de procesos anteriores como el corte, dan lugar a soldaduras con inclusiones o imperfecciones originando defectos. En ciertos casos, como puede ser el utilizar el oxicorte, a partir de ciertos espesores el corte genera una sección en ángulo distinto de 90°. Por tanto por un lado queda una separación mayor que por el otro. Esto da lugar a cordones diferentes ya que el que está del lado del hueco tiene un volumen adicional a rellenar.
- La soldadura de las chapas de testa con los perfiles, tanto sean perfiles abiertos o cerrados, es una de las soldaduras de mayor responsabilidad y que suma más longitud. La tendencia es ir hacia soldaduras en ángulo y diseñadas en función del espesor a soldar. Esto facilita el trabajo de forma sensible a lo soldadores ya que implica generar relaciones claras y sencillas.
- Existe una gran cantidad de elementos, cuya suma de longitud a soldar es importante, como son los rigidizadores, cartelas, etc... Son elementos que habitualmente se disponen con soldadura en ángulo y con una garganta de valores no tan importantes pero que consume una gran cantidad de recursos. Suelen ser elementos muy numerosos
- El control de calidad de la soldadura es fundamental. En general la inspección por líquidos penetrantes y por partículas magnéticas nos indican los defectos superficiales. Mientras, los ultrasonidos nos identifican los fallos internos de la soldadura.
- Debe evitarse el control de soldadura por radiografías ya que mientras que se realizan las radiografías se paraliza la producción y los trabajos de un radio en torno a 50m. En una producción seriada es un handicap importante porque para muchas piezas la paralización productiva es muy importante.

El diseño de uniones soldadas en zonas sísmicas obliga en muchos casos a evitar concentraciones de tensiones que se producen por ejemplo en las soldaduras en ángulo. Se suelen exigir uniones a tope.

COMPARATIVA DE CAPITULO ENTRE EDIFICIO Y AUTOPORTANTE

Existe una gran diferencia en este capítulo entre ambos sistemas. El edificio se basa en un sistema habitual de estructura metálica, con taller tradicional o automatizado.

Sin embargo, el autoportante presenta costes sensiblemente menores debido a que la mayor parte de los elementos (puntales, diagonales, largueros, arriostrados,...) se realizan con sistemas de conformado en frío multiperforado. La producción por unidad de tiempo es muy elevada y totalmente automatizada evitando su paso por taller (solo perfilador). Simplemente existen ciertos elementos como conectores, algunas uniones, etc que requieren soldadura pero supone un pequeño porcentaje.

La estructura autoportante, hasta donde alcanzan los perfiles conformados en continuo, tiene menor coste de fabricación.

F. CERRAMIENTO DE CUBIERTA Y FACHADA

CERRAMIENTOS EN CUBIERTA

Se utilizan habitualmente fachadas y cubiertas ligeras. El material más utilizado es panel metálico con diferentes tipos de aislamiento (PIR, PUR, Lana de roca) con diferentes densidades, espesores y acabados. En cubiertas se suele utilizar cubiertas deck donde es posible conseguir mejores propiedades que las que ofrecen los paneles para este tipo de edificios:

- capa inferior interior a base de chapa galvanizada grecada con mayor capacidad portante que la chapa de un panel. Además es configurable en cuanto a canto de greca y espesor lo que aporta opciones en cuanto a cargas resistentes por zonas o por separación de apoyos.
- Capa intermedia aislante, normalmente de lana de roca, con diferentes posibilidades de densidad o incluso capas de diferente densidad combinando propiedades aislantes, frente al fuego, acústicas y resistentes al paso de personas (mantenimiento de cubierta).
- Capa superior asfáltica o plástica. Esta capa impermeabilizante principalmente debe ser estanca y además debe soportar los efectos del sol en cuanto a degradación, dilatación, etc... Adicionalmente debe diseñarse el número, tipo y disposición de sus fijaciones de tal forma que resista los efectos globales y locales del viento. Hay que tener en cuenta que la carga de viento es muy variable tanto sobre cubierta como sobre fachada.

Estas cubiertas tipo Deck presentan la ventaja de poder utilizar pendientes sensiblemente más bajas, del orden del 2%, frente al 6% mínimo de pendiente en los paneles. Este un factor de carga adicional que en edificios logísticos puede darse y que no se contempla en las normativas ni en los diseños habitualmente: Acumulación de agua en zona de desagüe.

En cubiertas con aguadas muy largas, como es el caso de los edificios logísticos la lluvia intensa y/o granizo puede provocar que en la zona de desagüe se acumule puntualmente un nivel de agua no previsto. El desagüe suele diseñarse a base de canalón en cubiertas de panel o a base de gárgolas o sumideros en el caso de cubiertas deck. Las gárgolas se utilizan como elementos que conectan la bajante con la cubierta, funcionando bajo gravedad mientras que los sumideros se utilizan normalmente en el caso de sistemas sinfónicos de drenaje de cubierta. Si por ejemplo la gárgola es lateral, adosada a la fachada, es necesario un cierto nivel de agua para que empiece a descargar, con lo que de principio ya aparece una acumulación.

En caso de tormenta, con grandes cantidades de agua por m^2 en poco tiempo, si se combina este fenómeno con granizo, puede ocurrir, y ha ocurrido, que el granizo llega a taponar parcialmente las salidas con lo que el nivel de agua se acumula hasta que encuentra otra salida. Este nivel, si no existen aliviaderos, puede llegar a la altura que tenga el peto, que habitualmente supera los 40-50cm, es decir, que existe una acumulación de 400-500 kg/m^2 de agua. Este valor tan elevado puede provocar el colapso estructural de la estructura secundaria en este punto (FIGURA F1).



FIGURA F1. COLAPSO DE ESTRUCTURA SECUNDARIA

En cubierta también existen una serie de exutorios que deben ser integrados en los que es muy importante la correcta resolución de los detalles constructivos de sellado de cubierta para evitar la entrada de agua. Además, existe otro factor que puede influir total o parcialmente en el colapso de las salidas: Diseño de la red de pluviales. Si el diseño del colector que recoge las bajantes no presenta un diseño y dimensionamiento adecuado, en caso de tormenta lo que sucede es que si no es capaz de aliviar todo el caudal que le llega hará entrar en carga las bajantes.

Si esto sucede el agua que debe aliviar la bajante no es capaz de salir y la bajante se satura, momento a partir del cual se acumula agua en cubierta. Esto se puede solucionar si se prevén arquetas a pie de bajante con tapa de rejilla en vez de tapa ciega para que en caso de que se sature el colector salga por la arqueta y no sature nunca la bajante.

Además en cubierta se pueden tomar varias medidas para prevenir esta posibilidad: gárgolas sobredimensionadas, gárgolas más bajas que la cubierta para evitar que sea necesario un nivel de agua para que entren en funcionamiento, gárgolas con aliviadero, aliviaderos en el perímetro de la cubierta (FIGURA F2), petos bajos y bandas para frenar el efecto ola.



FIGURA F2. ALIVIADERO DE CUBIERTA SOBRE FACHADA

El efecto ola es una situación que se produce en cubiertas con aguadas muy largas por encima de los 40-50m cuando se producen tormentas. En este caso, el agua que cae cerca de la cumbrera va tomando velocidad y va acumulando caudal de forma que a partir de media aguada se generan olas en la cubierta. Si la cubierta es panel puede producir entrada de agua en los solapes laterales de los paneles debido a la altura que llega a alcanzar el agua. En estos casos la cubierta Deck se comporta mejor debido a su estanqueidad, aunque es recomendable el colocar refuerzos adicionales con tiras para programar y canalizar la dirección del agua hacia las gárgolas y las bajantes de fachada (FIGURA F3).



FIGURA F3. GARGOLAS Y BAJANTES EN FACHADA

Los detalles constructivos y los remates son fundamentales en los cerramientos (FIGURA 4 Y 5). Debe cuidarse tanto la holgura de los elementos metálicas, como el aislamiento evitando puentes térmicos.

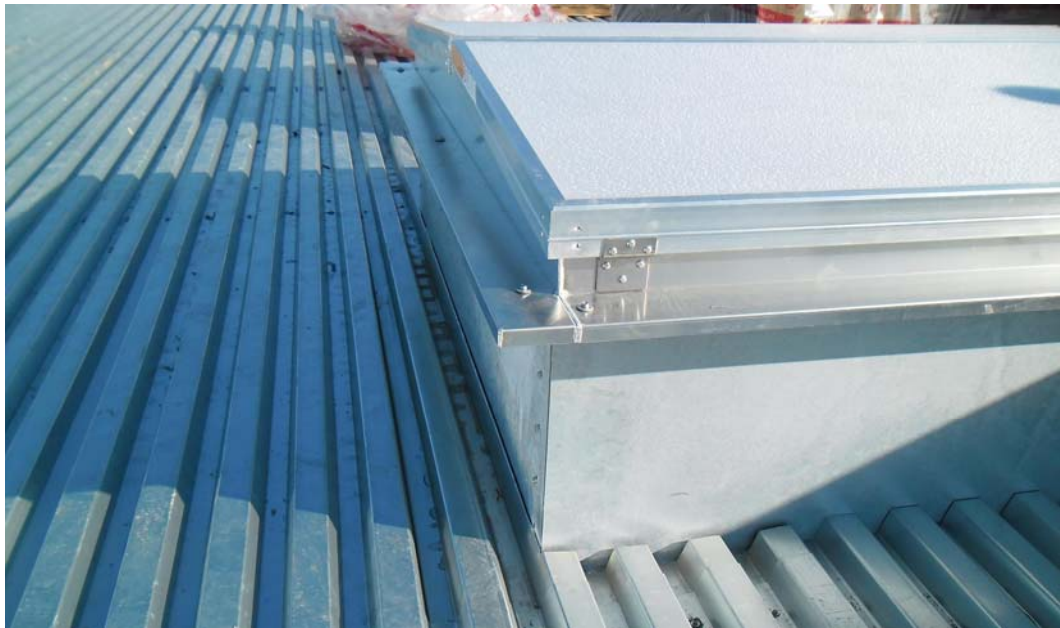


FIGURA F4. DETALLE DE CHAPA DE CUBIERTA CON ZOCALO DE EXHUTORIO



FIGURA F5. DETALLE DE AISLAMIENTO

Además existe un factor parcialmente previsible como es la climatología. Trabajar con vientos por encima de 30-40 km/h en cubiertas muy altas impide desarrollar labores de forma correcta y es poco segura.

Pero además el trabajo en invierno, con cubiertas heladas complica los trabajos y deben tenerse en cuenta a la hora de diseñar formas de fijación, detalles, modifica jornadas de trabajo, etc. (FIGURA 7F6).



FIGURA F6. TRABAJOS DE MONTAJE A BAJAS TEMPERATURAS

Otro factor importante, en todas las cubiertas, es la seguridad de las personas que acceden para mantenimiento.

Por tanto, en este tipo de edificios es habitual y recomendable el disponer una línea de vida perimetral (FIGURA F7), colocada a una distancia de 5m del borde, para fijarse a ella.



FIGURA F7. INSTALACION DE LINEA DE VIDA



FIGURA F8. LIMPIEZA DE DRENAJE DE CUBIERTAS

AUTOPORTANTE : En la estantería autoportante, la disposición de la cubierta no varía de forma significativa si se compara con un edificio, ya que los vanos de chapa y tipo de montaje es similar. Sin embargo existe una característica claramente diferenciadora que repercute en el cerramiento, que es la longitud de las correas. En estantería los vanos habituales de correas son 3-4m, en torno a 1/3 de longitud respecto a los que tiene la estructura de edificio. Esto repercute en que para longitudes habituales de transporte y fabricación pueden hacerse piezas de 3 vanos continuas de vano más corto por lo que da ratios de pesos de correas sensiblemente mejores. Pero a nivel de cargas de viento, al tener la posibilidad de hacer correas de 3-4m permite zonificar frente a viento de forma más variable en esquinas y bordes, mejorando el número de apoyos de cerramiento y fijaciones, de forma más óptima que tener que colocar correas de 10-12m para solo aprovechar una parte pequeña (en función del tamaño del edificio según normativa).



FIGURA F9. CHAPA EN CUBIERTA DE ESTANTERIA AUTOPORTANTE

CERRAMIENTO FACHADAS

En los cerramientos de fachada existe una gran variedad de soluciones atendiendo a motivos estéticos, funcionales, aislantes o de protección. Desde el punto de vista de soluciones de cerramiento, habitualmente se tiende a recurrir a fachadas ligeras que cumplan los condicionantes de cada edificio. El panel sándwich metálico es habitualmente la solución más utilizada con sus diferentes variantes:

- Acabado exterior. además de la gama de colores existentes y del tipo de acabado se pueden utilizar diferentes perfilados, con diferentes espesores, diferentes materiales, con fijaciones ocultas o no, etc.
- Aislamiento. Al igual que en cubierta puede llevar diferentes espesores de aislamiento y distintos tipos de aislamiento. Este aislamiento puede ser PIR, PUR, Lana de roca, etc en función de las propiedades térmicas, acústicas, de protección a fuego, etc que se necesite
- Acabado interior. El acabado interior al igual que el exterior es totalmente configurable, incluso añadiendo microperforado como mejora a la protección acústica.



FIGURA F10. MONTAJE DE PANEL DE FACHADA

Variando el espesor interior del aislamiento y la densidad, si es de lana de roca (FIGURA F10), se consiguen paneles de distinta resistencia al fuego en función de las necesidades y sectores previstos.

Los paneles sándwich ofrecen ventajas frente a otras soluciones:

- Solución integrada en un solo elemento.
- Solución configurable por capas
- Buena apariencia estética
- Rapidez de fabricación y coste relativamente bajo
- Facilidad de instalación en todas las condiciones ambientales
- Capacidades ajustables a la luz entre apoyos.

Más laboriosa y costosa pero posible es la realización de un sándwich in situ, es decir, disponer un perfil a base de chapa simple, luego colocar un aislante y finalmente un perfil simple exterior, bien chapa o bien bandeja, que le da el acabado final. La necesidad de hacer tres capas eleva el tiempo de montaje y por tanto su coste, si bien se pueden conseguir acabados mejores.

Otra solución, que suele ser habitual en la zona inferior de la fachada, es una solución pesada a base de prefabricado de hormigón macizo o con aislamiento, más resistentes a golpes y roces.

Esta solución de fachada pesada es habitual en edificios con una altura máxima hasta a 15m. A partir de aquí no es una solución habitual ya que son piezas muy pesadas a gran altura que inducen momentos adicionales importantes en cuanto aparecen desplazamientos horizontales frente a acciones como el viento. Este desplome con respecto a la vertical genera momentos flectores importantes que no conviene despreciar. Además existen soluciones en las que este panel prefabricado de hormigón es portante y se utiliza como elemento estructural, como se verá en otro apartado.

El propósito principal de la protección térmica en edificación industrial es asegurar un adecuado clima interior dependiendo del uso del edificio. Durante la estación en la que se precisa calefacción, una de las funciones principales de la envolvente del edificio es reducir la pérdida de calor, desde el interior al exterior, a un mínimo mediante un aislamiento eficaz. Esta estrategia es particularmente aplicada en edificios con una temperatura normal en el interior. En el caso de los paneles grandes, los puentes térmicos y la estanqueidad de las juntas tienen una importante influencia en el balance de energía del edificio.

El aislamiento térmico tiene que colocarse sin separaciones y el cerramiento tiene que ser sellado para así lograr que las juntas longitudinales y transversales sean completamente herméticas.

En el verano, la tarea de la envolvente del edificio es reducir los efectos del calor solar del interior de la nave. La reducción del calentamiento en verano depende del área total y orientación de las aberturas, así como de su efectividad en las medidas de protección solar.

El aislamiento térmico y la humedad están ligados porque los daños debido a humedad son normalmente el resultado de carecer de aislamiento térmico o de que estén correctamente instalado. Por otra parte, la carencia de protección contra la humedad puede conducir a la condensación durante la construcción, que además afecta a la eficacia del aislamiento térmico. En las cubiertas multi-capa el riesgo de condensación tiene que ser controlado instalando una barrera del vapor en la capa interna de la estructura. Las construcciones de paneles que tienen barreras de vapor en ambos lados, como los paneles sándwich, previenen la difusión. Sin embargo, la humedad en el espacio de la nave tiene que ser regulada mediante aire acondicionado.

Es muy importante la manipulación de los paneles. Los acabados muy uniformes, brillantes o con acabado metálico resaltan cualquier pequeño golpe o rozadura, a veces inapreciables hasta que están colocados y la luz del sol incide en un determinado ángulo. Para ello el movimiento en la obra debe realizarse con polines con apoyos cada 2,5 m como máximo, con eslingas protegidas (FIGURA 11). Además es aconsejable que siempre se disponga de una cuerda en retenida para evitar movimientos o giros bruscos durante el transporte debido al viento.

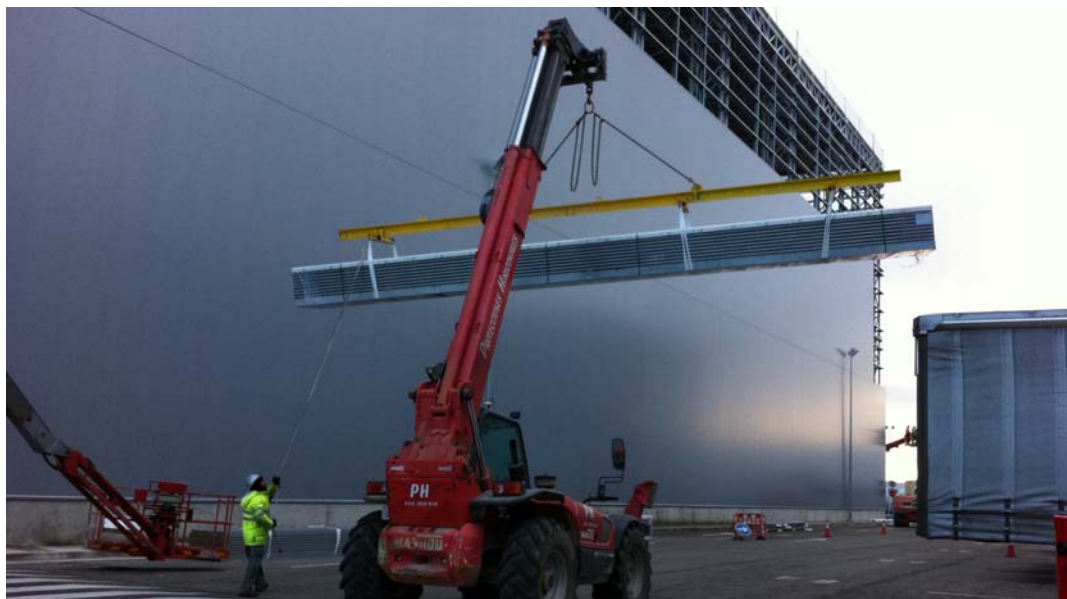


FIGURA F11. MOVIMIENTO DE LOTE DE PANELES CON ESLINGAS Y RETENIDAS

En cuanto a su colocación sobre la fachada se utiliza habitualmente un sistema de ventosa (FIGURA F12 Y F13) que permite levantar el panel sin dañar superficies ni esquinas.

Este elemento permite ratios de colocación de panel por operario muy elevados, además de ofrecer un factor importante como es la seguridad.



FIGURA F12. COLOCACION DE PANEL CON VENTOSA

Es necesario tener en cuenta toda la ingeniería de detalle de remates necesario para una correcta ejecución. Su definición es fundamental para hacer una envolvente de calidad.



FIGURA F13. MONTAJE DEL PANEL DE FACHADA

AUTOPORTANTE : Para la estantería autoportante la disposición de cerramiento tiene más posibilidades. La primera es la misma que en un edificio con panel sándwich. Existen pequeñas diferencias poco significativas que afectan a la fijación y al montaje. La estructura es la que presenta las diferencias ya que en autoportante los vanos son más pequeños (del orden de los 3m) ya que es la modulación de la estantería. Estos vanos pequeños da lugar a que se necesiten inercias menores en las correas (diferencia muy significativa de menos de 10 veces))



FIGURA F14. CERRAMIENTO EN ESTANTERIA AUTOPORTANTE

Pero en estantería, existe una posibilidad muy utilizada consistente en hacer un sandwich in situ, disponiendo la primera chapa resistente (o bandejas) fijadas a las propias escalas, sin disponer correas de fachada (FIGURA F164). Esto implica dimensionar la chapa de cerramiento base, o perfiles bandeja, para los 3-4m de vano entre escalas.

Sobre esta base de chapa se dispone el aislamiento y posteriormente se coloca la chapa exterior en sentido perpendicular a la primera, es decir, vertical.

Este sistema de cerramiento es ligeramente más caro que el de panel sándwich pero presenta ventajas muy importantes:

- en silos altos, a partir de 25-30m las fuerzas de viento en la parte superior de las fachadas, tanto presión como succión toman valores elevados, para los cuales los paneles no son capaces de soportar sin correas y fijaciones adicionales). Es necesario tener en cuenta que un panel solo se puede atornillar en las uniones (cada metro aprox de ancho standard). Por lo tanto, cada fijación debe repercutírsele un área de 1m de ancho por la distancia entre correas, lo que suele dar cargas puntuales inasumibles para la fijación o para el propio panel. Sin embargo, con la chapa horizontal base de escala a escala, en cada onda se puede fijar, incluso varias veces sobre la escala y luego la fijación de la chapa exterior a la interior se puede hacer en muchos más puntos, por lo que la carga por fijación se reparte más y se pueden hacer mallas más densas en las zonas necesarias.
- En caso de existir algún defecto, la capa interior es continua e independiente de la exterior, lo que garantiza una doble protección, mientras que con los paneles esto no ocurre principalmente en las juntas.
- Otra ventaja es la reparación de cualquier elemento es más sencilla al ser elementos simples por separado

- *El ahorro en la disposición de correas de fachada es importante.*
- *Permite más configuraciones de espesores y aislamientos que los paneles que existen en el mercado.*

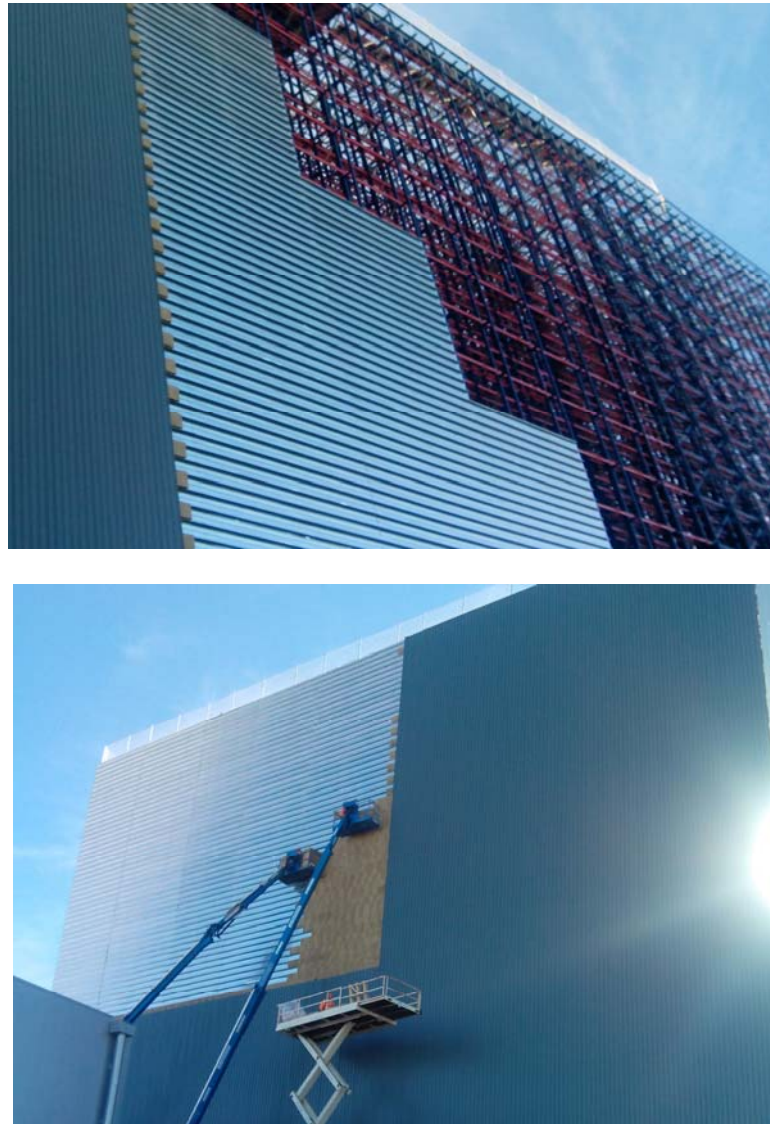


FIGURA F15. CERRAMIENTO EN FACHADA DE ESTANTERIA AUTOPORTANTE CON SÁNDWICH IN SITU SIN CORREAS

ACABADO DE LA ESTRUCTURA

Existen diferentes posibilidades de acabado estructural. El acabado no solo debe cumplir la función de protección frente a la oxidación, sino que existen elementos estructurales que también requieren una protección frente a fuego.

En cuanto a acabado protector frente a corrosión, el más habitual es el galvanizado, realizado en continuo en elementos conformados como correas y elementos de atado y diagonales o realizado en discontinuo en elementos laminados o armados y celosías, por inmersión en caliente. Este acabado proporciona gran durabilidad con un acabado uniforme muy habitual.

El proceso consiste en una serie de baños: desengrasado, decapado, sales y galvanizado (zinc fundido a unos 450° C), tras los que se pasa a la terminación y la inspección. El resultado es un recubrimiento por aleación entre el hierro y el zinc (Fe-Zn) que va perdiendo hierro a medida que se aleja de la superficie inicial hasta convertirse en zinc puro (FIGURA F16). El espesor total de recubrimiento va desde las 50 a las 150 micras. En la práctica, para los espesores habituales de la construcción el espesor suele ser de unas 120 micras.

Esto quiere decir que en ambientes poco agresivos (interiores secos) la vida teórica de una estructura galvanizada sería de 1.200 años; muy superior a la vida de cualquier estructura. Si, por el contrario, el ambiente es muy agresivo (exteriores húmedos salinos en entornos industriales) y el consumo anual de Zinc es mucho más elevado (hasta 8,4 micras/año), la protección tendría una duración teórica de unos 14 años.

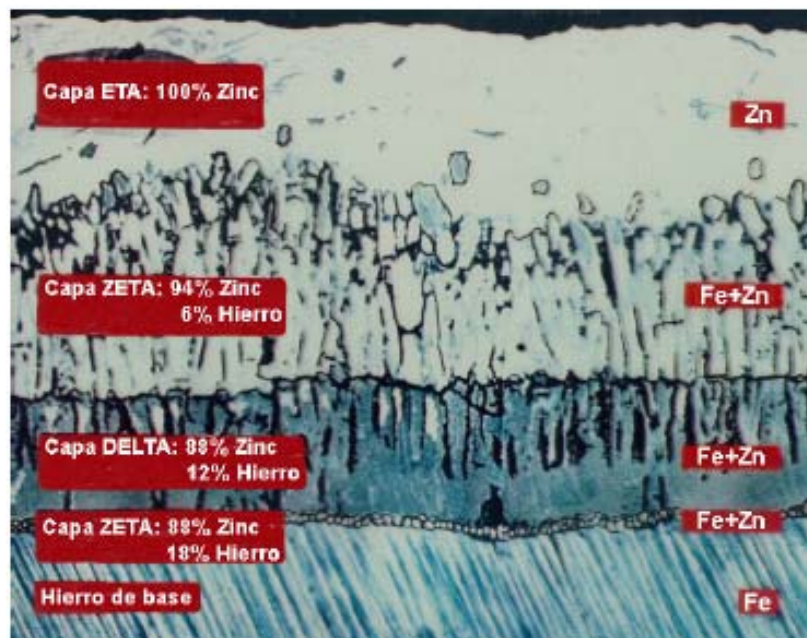


FIGURA F16. MICROGRAFÍA DEL RECUBRIMIENTO DE GALVANIZACIÓN EN CALIENTE DISCONTINUA

La norma básica que especifica las características que deben cumplir los recubrimientos galvanizados que se obtienen en las instalaciones discontinuas de galvanización en caliente (conocidas normalmente como instalaciones de galvanización general), es la norma española e internacional UNE EN ISO 1461:1999, "Recubrimientos galvanizados en caliente sobre productos acabados de hierro y acero. Especificaciones y métodos de ensayo", que ha venido a sustituir a la norma UNE 37-508-88. Las características que, según esta norma, sirven de criterio para determinar la calidad de estos recubrimientos son el aspecto superficial, el espesor y la adherencia (FIGURA F17). El espesor es la característica más relevante, ya que la duración de la protección es directamente proporcional a su espesor.

Espesor de la pieza	Valor local (mínimo) <i>μm (micrómetros)</i>	Valor medio (mínimo) <i>μm (micrómetros)</i>
Acero ≥ 6 mm	70	85
Acero ≥ 3 mm hasta < 6 mm	55	70
Acero ≥ 1,5 mm hasta < 3 mm	45	55
Acero < 1,5 mm	35	45
Piezas moldeadas ≥ 6 mm	70	80
Piezas moldeadas < 6 mm	60	70

FIGURA F17. RECUBRIMIENTO MÍNIMO EN GALVANIZADO DISCONTINUO SEGÚN NORMA UNE EN ISO 1461

Debe tenerse en cuenta también para el diseño de uniones el coeficiente de rozamiento de las estructuras galvanizadas, que es aproximadamente 0,19. Este valor es relativamente bajo por lo que en uniones a deslizamiento con par de apriete debe considerarse el tratamiento superficial para el correcto diseño de la unión. Es posible sin embargo, aumentar este valor con un cepillado de la superficie en contacto chorreando de forma ligera.

En fase de diseño debe especificarse la norma de aplicación. Esto garantizará unas prestaciones y características mínimas en cuanto a espesor, método, procedimientos de control de calidad, parámetros, puntos a comprobar.

Otra posibilidad es utilizar el granallado del material (estándar Sa 2 ½), luego aplicar una imprimación con un espesor en torno a 40 micras y luego una pintura de acabado que completa la protección.

Es posible dar una pintura denominada Monocapa en la que la imprimación y el acabado se realizan en una sola aplicación de forma conjunta.

Como un tratamiento con una calidad adicional está el termolacado a polvo. El proceso es diferente al pintado y proporciona un acabado de máxima calidad.

Además de estos tratamientos superficiales existe otro que es el derivado de aplicar pintura intumescente encima de la imprimación. Esta pintura intumescente debe aplicarse en obra sobre una imprimación apta para ella. Además esta pintura intumescente se compone de 2 capas:

- Primero se aplica la capa protectora de pintura intumescente que suelen ser espesores elevados del orden de las 700micras como orden de magnitud.
- La segunda capa y última es la capa es un esmalte protector de la pintura.

La aplicación de intumescente debe darse en obra. Sin embargo el pintado en el suelo, antes del izado es posible dar la capa de intumescente en el suelo. La aplicación a cota suelo presenta tiempos y rendimientos sensiblemente superiores que los dados en cubierta.

Hay que tener en cuenta que ciertos elementos como las uniones deben protegerse después de atornillarse y apretarse.

LA MASIVIDAD Y LAS PINTURAS INTUMESCENTES.

Además de lo descrito en cuanto a diferentes tipos de acabado, en cuanto a protección frente al fuego en este tipo de edificios es habitual el utilizar pintura intumescente en la estructura principal (pilares y vigas de pórtico) mientras que no suele ser necesaria tal protección en elementos secundarios como correas, por ejemplo (FIGURA F18).



FIGURA F18. APLICACIÓN DE PINTURA INTUMESCENTE

Esta protección derivada de la consideración de la cubierta como ligera ($<100\text{kg/m}^2$ de peso propio según el RCIEI), deriva en una estabilidad a fuego de 30 minutos. Tal nivel de protección es muy difícil que se pueda conseguir con el acero sin protección adicional.

Sin embargo la pintura intumescente, con espesores habituales en torno a 500-700 micras, en función de la sección y la masividad, consigue cumplir este requerimiento.

.....

AUTOPORTANTE: En estantería autoportante, los acabados son variables, siendo el más habitual el material lacado, pintado y ciertos elementos conformados en frío en material galvanizado en continuo

Pero existe una creciente disposición de estanterías autoportantes con acero sin tratar, en negro, con el fin de ahorrar costes Este tema es muy importante en estantería ya que los espesores de materiales son bajos, variando en décimas de milímetro entre perfiles para su optimización.

Esto quiere decir, que con el paso del tiempo, en función del ambiente y el avance de la oxidación puede presentarse un problema de seguridad estructural. Si esto ocurre con un perfil laminado habitual, perder 1 mm de espesor en el contorno significa perder un 10-20% de capacidad resistente, pero en un perfil conformado tipo de puntal de estantería, perder 1mm en el perímetro por oxidación significa en algunos casos perder valores próximos al 60-80%. Por lo tanto es un parámetro crítico sobre todo en estantería.

En cuanto a la protección contra incendios, la estantería se considera un equipamiento y no una edificación, por lo que no está sujeto a las normas de edificación contra incendios y no se le aplican pinturas intumescentes ni otras protecciones pasivas. Evidentemente si que es habitual y en función de la normativa obligatorio el disponer de protecciones activas como rociadores, barreras de humos,....

COMPARATIVA DE CAPITULO ENTRE EDIFICIO Y AUTOPORTANTE

El coste del cerramiento es igual en ambos casos. Pero el autoportante presenta la posibilidad de montar cerramiento horizontal, apoyado en las escalas, sin necesidad de correas de fachada. Esta opción tiene un ahorro significativo si se pretende utilizar en un autoportante frente a un edificio.

En cuanto al acabado, su función principal es aportar durabilidad y evitar la oxidación. Es un tema que afecta principalmente al autoportante debido a que utiliza espesores de elementos entre 1 y 3mm habitualmente por lo que perder 1mm de espesor de oxidación puede suponer el colapso estructural ya que es un porcentaje muy alto de pérdida de área eficaz. En un edificio, con perfiles laminados, una pérdida de 1mm de oxidación representa un pequeño porcentaje de capacidad del perfil.

En cuanto a la protección intumescente, en el edificio se garantiza con ella un mínimo de tiempo de resistencia, mientras que la estantería, su tiempo de protección pasiva es nulo o mínimo, si fallan las protecciones activas.

**G. CORREAS CONFORMADAS.
METODOS DE DISEÑO
Y ENSAYOS A ESCALA REAL DE CUBIERTA**

A. CORREAS CONFORMADAS. METODOS DE DISEÑO

1. Antecedentes

En la edificación actual, sobre todo en la industrial y comercial, se utilizan diferentes sistemas de cubierta en función del uso, las prestaciones requeridas y el coste económico de la solución. Como soluciones habituales se plantea diferentes variantes de cerramientos y estructura soporte, siendo el sistema más utilizado el utilizar cerramiento metálico sobre correas. Dentro de esta opción, es posible el combinar diferentes tipos de cerramientos metálicos (chapa simple, panel sándwich con diferentes aislamientos tanto prefabricado como "in situ", cubierta Deck,...).

Para casos de edificios donde sus dimensiones en planta sean importantes se hace imprescindible ir a pendientes bajas, casi planas, para reducir la cota de cumbrera. Esto obliga a desechar soluciones tipo chapa simple o panel sándwich que como mínimo deben tener pendientes superiores al 6%. Por debajo de este valor la estanqueidad es difícil de conseguir con estos sistemas ya que aparecen infiltraciones por juntas entre elementos, tanto longitudinales (si las tuviese) como las transversales. A la vez, los remates necesarios exigen configuraciones específicas difíciles de conseguir. Para estos casos la solución más recomendada es la cubierta Deck y dentro de éstas la autoprotegida. Son cubiertas con un peso propio no excesivo, con un poder aislante elevado, con pendientes casi nulas y costes no muy elevados.

La cubierta Deck en el caso que nos ocupa está formada por una lámina exterior de PVC continua autoprotegida de la acción solar, un aislamiento de lana de Roca de 80mm de espesor y doble densidad, y una chapa metálica grecada inferior que se fija a las correas de cubierta.

Las correas de cubierta forman la estructura necesaria para transmitir las acciones sobre el cerramiento de cubierta a la estructura primaria o principal. Estas correas pueden estar configuradas de multitud de formas, siendo uno de los casos más habituales el utilizar correas conformadas galvanizadas en continuo. Como ventajas de las mismas podemos destacar:

- Bajo coste de material por metro cuadrado.
- El material esta galvanizado en continuo por lo que no necesita aplicar acabado adicional.
- Sencillez y rapidez de montaje
- Fabricación en continuo y de forma automatizada.

Sin embargo el diseño de este tipo de estructura secundaria necesita unos condicionantes importantes a la hora de su cálculo así como una especificación menos conocida que la utilización de barras laminadas en caliente con perfiles tubulares cuadrados o en doble T. La necesidad de diseñar adecuadamente, tanto desde el punto de vista del cálculo estructural y como desde la necesidad de ajustar su diseño a la fase de montaje, limita su uso al existir un conocimiento menos extendido del sistema. Existen manuales como de American Iron and Steel Institute [7] y trabajos como el Analysis of bolted connected Z coldformed steelbeams [8] que inciden en los comportamientos y modelizaciones de uniones y comportamientos.

2. Modelización

El trabajo se centra en una cubierta típica de un centro logístico de grandes dimensiones, con una pendiente baja (2%), realizada con correas conformadas en Z, continuas, separadas 1500mm entre ellas y que soportan el cerramiento y las acciones descritas.

El objetivo del trabajo es diseñar las correas de la forma más ligera posible, cumpliendo la norma en cuanto a tensiones máximas y deformaciones. Por ello a continuación se presentan diferentes métodos de cálculo para la misma modelización:

- Tabla de fabricante
- Cálculo manual ley viga continua
- Cype Generador de pórticos
- Cype Metal3D
- MEF

El modelo de cálculo de la estructura secundaria se define repartiendo la carga por línea de correa y asignando una carga en función de la separación entre ellas.

Para cada línea de correas entre extremos no continuos se considera la correa como continua, simplemente apoyada en los extremos, con diferentes espesores en función de los esfuerzos. Partiendo de la experiencia y conocimiento de este tipo de estructuras se analiza el caso de 9680mm de vano (todos iguales) y se dispone Z300x2 en los vanos centrales, Z300x2.5 en los vanos extremos y Z300x3 en las piezas de 2400mm de longitud que centradas en cada apoyo dan la continuidad en la correa además de mejorar la ley de momentos en la zona de mayor concentración de esfuerzos (FIGURA G1). La distancia entre correas es 1500mm.

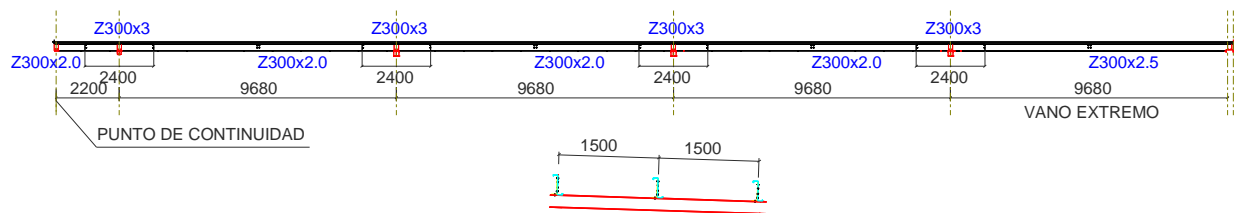


FIGURA G1. ESQUEMA DE CÁLCULO

A efectos de cálculo se considera la correa con fijación rígida a cubierta, impidiendo así el giro del ala superior, según se detalla en la norma *EN 1993-1-3:2004 Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-3: General rules - Supplementary rules for cold-formed members and sheeting*.

En los apoyos sobre pórtico o sobre testero, se utiliza un elemento denominado ejión, de espesor 6mm, 150mm de ancho y 290mm de altura fijado al pórtico y fijado a la correa.

Aunque no está considerado a efectos de cálculo, en el centro del vano de todas las correas existe una línea de tirantillas que fija la correa en cuanto a desplazamientos horizontales de forma continua a lo largo de las dos aguas del pórtico. Esta limitación de desplazamientos en el eje se aprecia sencillamente en fase de montaje en la que sin existir la chapa de cubierta fijada se mantienen las correas rectas y verticales con este elemento.

En la fijación de la correa al ejión se utilizan 4 tornillos T12 6.8 separados 80x200mm entre ejes y centrados en la correa.

3. Acciones consideradas

Las acciones de cálculo consideradas son:

$$\begin{aligned} Q_{\text{peso propio}} &= 20 \text{ kp/m}^2 \\ Q_{\text{nieve}} &= 80 \text{ kp/m}^2 \\ Q_{\text{sobrecarga}} &= 70 \text{ kp/m}^2 \\ Q_{\text{viento}} &= \text{variable (según normativa CTE)} \end{aligned}$$

No se consideran otro tipo de cargas como pudiesen ser otras sobrecargas, cargas térmicas o reológicas, carga sísmica, etc...

Las combinaciones de cargas son las indicadas por el CTE. La combinación de carga más desfavorable vertical descendente introducida es:

$$Q_{\text{combinación}} = 1,5 (Q_{\text{nieve}} + Q_{\text{sobrecarga}}) + 1,35 (Q_{\text{peso propio}}) = 252 \text{ kp/m}^2$$

Se ha considerado que el factor de simultaneidad es 1,00 (como si la nieve y la sobrecarga actuaran juntas en la misma hipótesis ya que es habitual que la sobrecarga de instalaciones sea casi permanente). La separación entre correas se toma igual a 1,5 m, de donde:

$$Q_{\text{lineal sobre la correa}} = 1,5 \times Q_{\text{combinación}} = 378 \text{ kp/m}.$$

En cuanto a la carga de viento, la combinación, al ser en todos los casos de succión (vertical ascendente), es una combinación de peso propio y viento, es decir:

$$Q_{\text{combinación pp+v}} = 0,80 Q_{\text{peso propio}} + 1,5 Q_{\text{viento}}$$

El valor resultante es vertical ascendente y variable en función de la zona eólica de la cubierta. Existen zonas centrales con poca carga de viento pero en los bordes es un fenómeno específico a tratar de forma detallada. Este sería un análisis diferente a tener en cuenta al estar el ala inferior no arriostrada por la chapa de cubierta.

La combinación analizada más desfavorable es la de peso propio ($\times 1.35$) más sobrecarga y nieve ($\times 1.50$), es decir 252 kp/m^2 o 378 kp/ml de correa.

4. Materiales utilizados

El material utilizado para la fabricación de correas Z conformadas tiene un límite elástico superior a 280 N/mm^2 (S280GD), conformado en frío en máquina continua. En principio no se considera el efecto favorable del aumento del límite elástico debido al conformado en frío, aunque si existe.

La tornillería utilizada en las uniones de correas es Tornillos de 12mm de diámetro y calidad 6.8.

5. Consideraciones previas

La geometría de las correas cumple con los requisitos de la norma CTE parte 4 para piezas conformadas en cuanto a geometrías. Como condiciones de sustentación y restricciones se han considerado las siguientes:

- Desplazamientos impedidos en las zonas de apoyo de las correas con los dinteles.
- Desplazamiento transversal y giro longitudinal de las correas impedido en el ala superior debido al arriostramiento proporcionado por el panel de cubierta

Para validar ésta última condición de contorno para el cálculo, es necesario validar esta suposición:

1. La fijación de la chapa grecada a la correas se realiza cada dos grecas, es decir, cada 47,6 cm

2. El acero de los tornillos de unión de la chapa de cubierta a la correas es AISI 1022, su diámetro es 6.3 mm y según los datos del fabricante su capacidad de resistencia a cortante es de 11500 N (1170 Kg). El acero AISI 1022 es un acero con un límite de rotura de 475 MPA, un límite de fluencia de 400MPa, un módulo de elasticidad de 205 GPa, un módulo Cortante de 80 GPa, una dureza viquers de 143 y una densidad de 7,868 g/cc. En todo caso, para el tornillo de rosca-chapa la sollicitación de agotamiento por cortadura (V), será según se detalla

$$V = 0,65 \times \sigma \times A \times n$$

$0,65 =$ valor constante

$\sigma =$ tensión del acero del tornillo = 400 MPa = 4.077 kg/cm^2

$A =$ área de la sección del tornillo (6.3 mm) = $0,3117 \text{ cm}^2$

$n =$ número de secciones de cortadura = 2 (panel doble chapa)

Por lo tanto,

$$V = 0,65 \times 4077 \times 0,3117 \times 2 = 1.652 \text{ kg}$$

Según el fabricante $V = 1170 \text{ kg}$

3. Las correas Z300x2.5 (vano extremo) a aplastamiento soportan:

$$P = 2 \times \sigma \times e \times D$$

$2 =$ valor constante

$\sigma =$ tensión del acero de las correas = 2.854 kg/cm^2

$e =$ espesor de la chapa = 0,3 cm (2,5 mm de la correa y 0,6 mm del panel)

$D =$ diámetro del tornillo = 0.63 cm

Por lo tanto,

$$P = 2 \times 2854 \times 0,25 \times 0,63 = 900 \text{ kg}$$

4. El esfuerzo cortante sobre el tornillo de fijación cubierta-correa es exactamente el valor del arriostramiento del cordón comprimido de una pieza sometida a flexión:

A) A modo indicativo, otras normativas como el CTE DB SE-A 5.4.1 punto 5 indica que el elemento que deba soportar un apoyo lateral a un cordón comprimido debe soportar una fuerza lateral de valor 1,5% del esfuerzo máximo de compresión del cordón a estabilizar.

B) A modo indicativo, otra normativa como es el Eurocódigo-3 apartado 5.2.4.4 indica que este valor está entre 0.447 y 1.095% el axil de compresión entendiéndose también que este es axil que se obtiene considerando que la relación entre el momento flector y la distancia entre centro de tracciones y compresiones (valor próximo al canto del perfil). Estos valores varían según el número de elementos a arriostrar que para un elemento es el 0.447% de N.

En nuestro caso de una correa continua aplicando el CTE, el cordón superior de las correas está comprimido en las zonas de momento positivo, es decir, en el centro de los vanos, no en los apoyos. En este caso, según la gráfica de cálculo de momentos, el máximo momento flector positivo se da, lógicamente, en el vano extremo (2,576 T x m). Con este momento y un canto de 300mm se obtiene un esfuerzo de compresión en el ala superior de $257600/30 = 8586 \text{ kg}$.

Según indica el CTE, el 5% de este valor es el cortante que deben soportar los tornillos para sujetar el cordón comprimido de la correa que es 129 kg. Lo que según los cálculos descritos más arriba tanto los tornillos como la chapa soportan un esfuerzo muy superior al que están solicitados (1.170 kg, 900kg) > 129kg (7 veces) superior al necesario por lo tanto la unión de la chapa de cubierta con la correa cumple.

Como se ha demostrado no se cortan los tornillos, ni se desgarran la chapa de cubierta (panel) ni se desgarran las correas.

6. Modelos de Cálculo

6.1 Tablas de fabricantes (FIGURA G2)

Las tablas publicadas por fabricantes importantes que circulan por el mercado, sirven para dar una información genérica a efectos de que para una determinada forma de sustentación y conexión entre correas, que tengan el mismo espesor y la misma luz y para cargas uniformemente distribuidas se pueda estimar entre varios perfiles cual sería, el que, sin calcular podría ser adecuado para una situación muy concreta.

Esta estimación escapa a calcular la combinación de correas, apoyos y conexiones más adecuadas a cada situación (cargas, separación de vigas, separación de correas, resistencia de los materiales, tipo de fijación, dimensión y tipo de solape, etc.)

En el caso que nos ocupa los espesores de las correas varían de un vano a otro: 2,5 mm en el extremo a 2,0 mm en el central y además existe un perfil de conexión entre ambos de 3,0 mm de espesor. Esta configuración singular resta precisión a la comparación con la tabla citada.

En una correa continua de tres vanos iguales el máximo momento flector es negativo y se obtiene según la tabla en el primer apoyo intermedio, zona en la que la correa-conector es Z300x3. Por tanto la carga máxima para 9m es de 204 kg/m². Extrapolando este dato a 9.68m la carga descendería a 170,2 kg/m², similar a las de este trabajo.

Si tomamos el máximo momento positivo, este se producirá en el vano extremo. Aquí la carga máxima para un espesor de correa de Z300x2.5, para 9.68m se extrapola que la carga máxima es de 143 kg/m², inferior a los 170 kg/m² de este trabajo.

Por tanto, según las estimaciones de esta tabla, podemos concluir que las correas no son correctas. Teóricamente sería necesario utilizar espesores mayores en el vano extremo para soportar esta carga al límite (pasar de Z300x2,5 a Z300x3)

	SEPARACIÓN ENTRE PÓRTICOS (m)																				
	3,00			4,00			5,00			6,00			7,00			8,00			9,00		
Distancia entre correas (m)	1,25	1,50	1,75	1,25	1,50	1,75	1,25	1,50	1,75	1,50	1,75	2,00	1,50	1,75	2,00	1,50	1,75	2,00	1,50	1,75	2,00
Z-100x2,0	229	191	164	103	86																
Z-100x2,5	279	233	199	125	104	89															
Z-100x3,0	327	273	234	147	122	105															
Z-125x2,0	320	267	229	179	149	128	91														
Z-125x2,5	391	326	279	218	182	156	112	93	80												
Z-125x3,0	460	384	329	257	214	183	131	110	94												
Z-150x2,0	423	353	302	238	198	170	145	121	103												
Z-150x2,5	519	433	371	292	243	209	178	148	127	86											
Z-150x3,0	612	510	437	344	287	246	209	174	149	101	86										
Z-175x2,0	539	449	385	303	253	216	194	162	139	103	89										
Z-175x2,5	663	553	474	373	311	266	239	199	171	127	109	95	80								
Z-175x3,0	782	652	559	440	367	314	282	235	201	150	129	113	95	81							
Z-200x2,0	807	673	577	454	378	324	291	242	208	168	144	126	112	96	84						
Z-200x2,5	996	830	711	560	467	400	358	299	256	207	178	156	138	118	103	92					
Z-200x3,0		982	842	663	553	474	424	354	303	246	210	184	163	140	123	109	94	82			
Z-200x3,5			970	764	637	546	489	407	349	283	243	212	188	161	141	126	108	95	88		
Z-200x4,0				861	718	615	551	459	394	319	273	239	212	182	159	142	122	107	100	86	
Z-225x2,0	967	806	691	544	453	389	348	290	249	201	173	151	148	127	111	101	86				
Z-225x2,5		994	852	671	559	479	429	358	307	249	213	186	183	157	137	124	107	93	87		
Z-225x3,0				796	663	569	509	425	364	295	253	221	217	186	162	147	126	111	104	89	
Z-225x3,5				917	764	655	587	489	419	340	291	255	250	214	187	170	146	127	119	102	90
Z-225x4,0				863	740	663	553	474	384	329	288	282	242	211	192	164	144	135	116	101	
Z-250x2,0		948	813	640	533	457	410	341	293	237	203	178	174	149	131	132	113	99	92		
Z-250x2,5				792	660	566	507	422	362	293	251	220	216	185	162	163	139	122	114	98	86
Z-250x3,0				939	783	671	601	501	429	348	298	261	256	219	192	193	165	145	136	116	102
Z-250x3,5				903	774	693	578	495	401	344	301	295	253	221	223	191	167	156	134	117	
Z-250x4,0					874	783	653	560	453	389	340	333	285	250	252	216	189	177	151	133	
Z-300x2,0				845	704	604	541	451	386	313	268	235	230	197	172	176	151	132	139	119	104
Z-300x2,5					871	746	669	557	478	387	332	290	284	244	213	218	187	163	172	147	129
Z-300x3,0						887	795	662	568	460	394	345	338	290	253	259	222	194	204	175	153
Z-300x3,5							918	765	656	531	455	398	390	334	293	299	256	224	236	202	177
Z-300x4,0								866	742	601	515	451	442	379	331	338	290	254	267	229	200

FIGURA G2. TABULACION DE FABRICANTE DE CORREAS

6.2 Dimensionamiento según leyes de viga continua.

Este dimensionamiento se puede realizar según la aplicación clásica del método (FIGURA G3)

Para la obtención de los esfuerzos se consideran las correas como vigas continuas apoyadas en los pórticos. El método de fijación de las correas de cubierta impide su desplazamiento en su plano y por lo tanto la flexión esviada y la torsión.

Se realiza un cálculo manual como viga continua, tomando los valores de momentos y cortantes máximos en cada punto. Se desprecian las pequeñas variaciones en los esfuerzos que se producen por los cambios de sección.

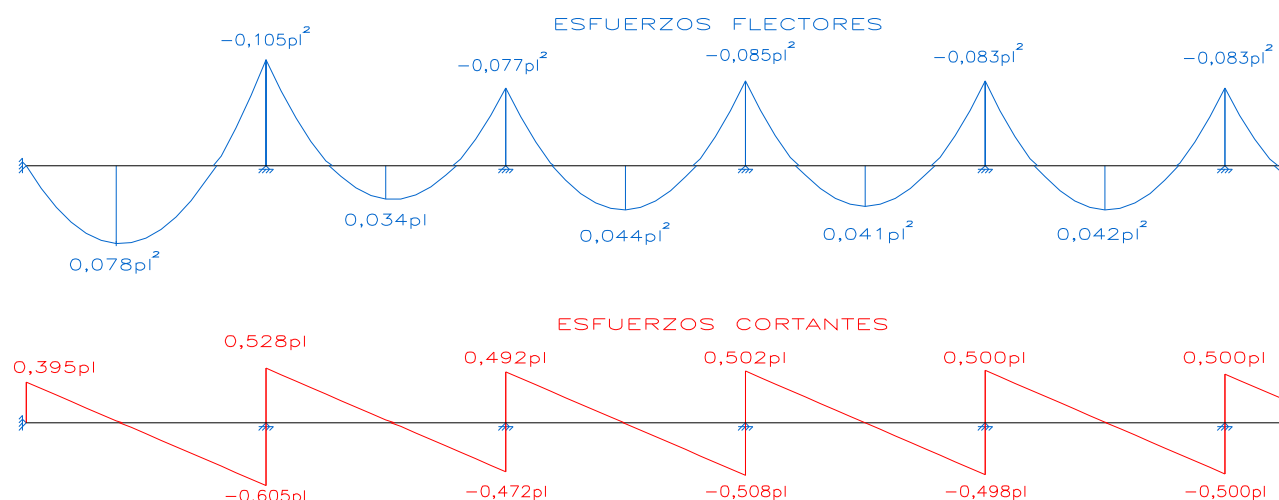


FIGURA G3. LEYES DE VIGA CONTINUA

Según se ha visto $P_{\text{lineal sobre la correa}} = 378 \text{ kp/m}$. Con este valor se obtiene:

El máximo momento negativo en el primer apoyo en continuidad es: $M_2 = 0,105pl^2 = 3,69 \text{ Tm}$
 El siguiente momento máximo negativo en apoyo es: $M_4 = 0,085pl^2 = 2,99 \text{ Tm}$
 El momento máximo positivo en el primer vano es: $M_{1-2} = 0,078 pl^2 = 2,74 \text{ Tm}$
 El siguiente momento máximo negativo en apoyo es: $M_{3-4} = 0,044pl^2 = 1,55 \text{ Tm}$

El máximo cortante en el primer apoyo en continuidad es: $V_2 = 0,605pl = 2,20 \text{ T}$
 El siguiente máximo cortante en apoyo en continuidad es: $V_4 = 0,508pl = 1,85 \text{ T}$

Para el primer apoyo de continuidad (máximo momento negativo) las formulas resultantes, utilizando el área eficaz, son:

$$\sigma_n = \frac{M}{W_{\text{eff}}} \quad \tau = \frac{Q}{A_{\text{alma}}} \quad \sigma = \sqrt{(\sigma_n^2 + 3\tau^2)}$$

$$\sigma_n = \frac{369000}{116,5} = 3.167 \text{ kp/cm}^2 \quad \tau = \frac{2200}{14,98_{\text{alma}}} = 146 \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma = \sqrt{(\sigma_n^2 + 3\tau^2)} = 3.177 \text{ kp/cm}^2$$

La flecha límite para el vano extremo es de

$$flecha = \frac{\alpha \cdot \sigma \cdot \rho^2}{h} = \frac{0,415 \cdot 3177 \cdot 9,68^2}{30} \approx 41 \text{ mm}$$

6.3 Programa comercial de uso generalizado: Cype Generador de pórticos.

El generador de pórticos es una aplicación que, sirve para introducir de una forma muy ágil la mayoría de cargas de viento, nieve y sismo según determinadas normas, por el contrario obliga a una serie de condiciones como: la separación de pórticos debe ser igual en todos los vanos, el intereje de correas ha de ser igual en toda la estructura, el espesor de la correa debe ser único, no contempla la posibilidad de realizar solapes, el cálculo no se define claramente para que vano y combinaciones de carga es efectuado, no permite simular el tipo de ejión, Por estos motivos este programa es muy conservador en el diseño de estructuras.

Los resultados del cálculo son:

PARAMETROS DE CÁLCULO	DESCRIPCION DE CORREAS
Límite Flecha: L / 250	Tipo de Perfil: ZF-300x3
Número de Vanos: Tres o más vanos	Separación: 1.50 m.
Tipo de Fijación: Fijación rígida	Tipo de Acero: S280GD
COMPROBACION	
El perfil seleccionado no cumple alguna comprobación.	
Porcentajes de aprovechamiento:	
- Tensión: 111.74 %	
- Flecha: 107.95 %	

Como se puede ver, ni utilizando una correa de Z300x3 sería suficiente por cálculo, quedando todavía un 11,74% por encima del límite elástico. Pero se dimensiona toda la correa con este perfil, por lo que quedaría sobredimensionado.

6.4 Programa matricial comercial de uso generalizado: Cype Metal3D.

El programa Metal3D del paquete de software Cype Ingenieros es un programa matricial de uso muy extendido en nuestro país.

Se ha utilizado este programa para validar el cálculo de las correas de cubierta calculadas como viga continua de diferentes espesores (FIGURA G4).

Conviene dar a conocer que los programas de análisis y dimensionado de estructuras para efectuar las diversas comprobaciones sobre las secciones necesitan disponer de bases de datos (Cype Metal3D incluye varias bases de datos diferentes) con las características de dichas secciones, (espesor, área, momento de inercias, etc.).

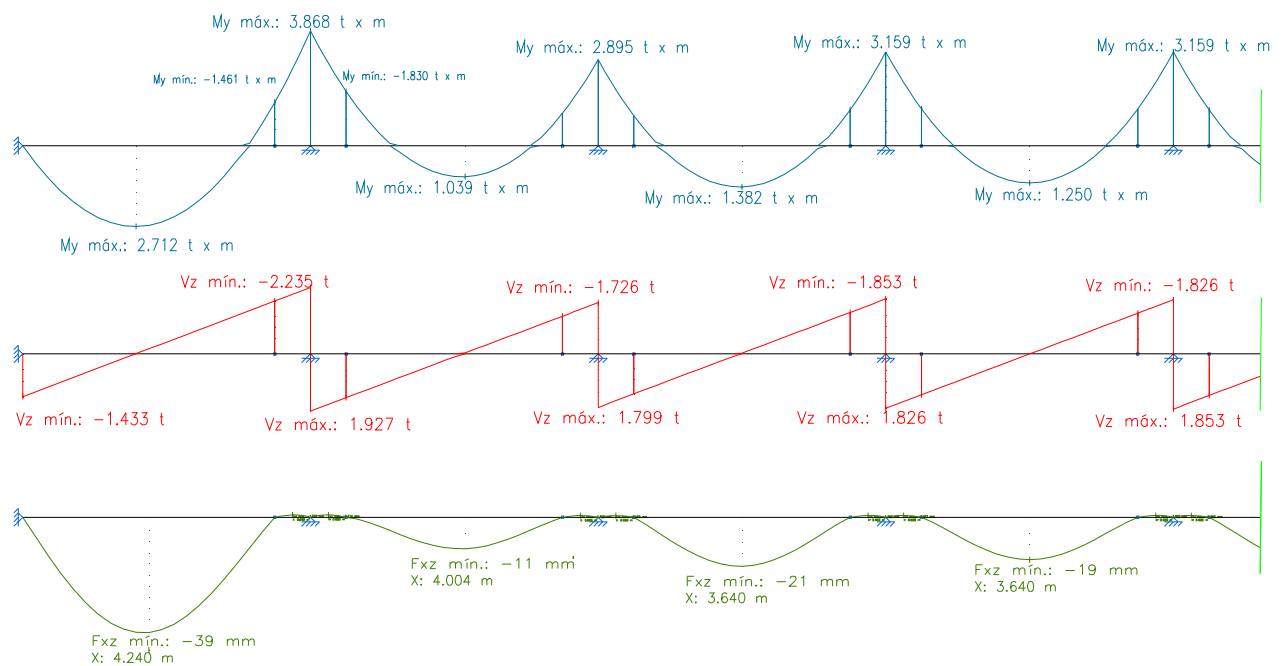


FIGURA G4. ENVOLVENTES DE VIGA CONTINUA

Dichas bases de datos no incluyen todas las posibles secciones existentes en el mercado de tal forma que es el usuario quien deberá de completar la base de datos o incluir una nueva base de datos con las características de las secciones utilizadas más utilizadas, de no ser así el propio programa, ante lo habitual de esta situación, prevé esta otra posibilidad que consiste en editar “manualmente” una sección existente y modificar “manualmente” sus características para adaptarla a un caso concreto.

Para el cálculo, a efectos de introducir cargas y geometrías, se ha modelado por MEF un tramo de correa de 10 vanos y se ha simulado que la chapa de cubierta esta atornillada al ala superior de la correa y por tanto impide su giro. Si leemos la gráfica de derecha a izquierda encontramos después del primer apoyo un punto de máxima tensión:

$$2.852 \text{ kg/cm}^2$$

En cuanto a desplazamientos, la flecha límite de las correas en su eje principal se fija en $L/250$, mientras en el eje débil se consideran fijadas por la cubierta (FIGURA G5).

Se define la fijación como rígida a pandeo general de la pieza y pandeo lateral y giro del ala superior.

Aunque el elemento sea unidimensional barra, el cálculo a pandeo sí se realiza para un elemento Unidimensional limitando el desplazamiento en los puntos de fijación con la chapa de cubierta de forma global y el pandeo lateral se analiza para cada ala por separado fijando el ala superior con una distancia de pandeo lateral igual a la distancia entre tornillos y el ala inferior libre excepto en los apoyos.

Vano	Flecha máx. mm	Correa	Vano mm	Flecha límite L/250 mm	Comprobación
1	39	Z300x2,5	9680	39	CUMPLE
2	12	Z300x2	9680	39	CUMPLE
3	21	Z300x2	9680	39	CUMPLE
4	19	Z300x2	9680	39	CUMPLE

FIGURA G5. CUMPLIMIENTO DE LAS CORREAS POR FLECHA

Una vez conocidos los esfuerzos globales de la estructura se procede a definir las tensiones globales en la sección. Para ello, dividiendo el momento flector M actuante en cada punto entre el modulo resistente W de la sección eficaz, se obtiene la tensión normal en la sección. La tensión tangencial actuante en la sección se obtiene a partir de dividir el Cortante Q actuante entre el área del alma de la correa (300xespesor). Una vez definida la tensión normal y la tangencial, aunque no actúan exactamente en el mismo punto, se puede aproximar la tensión máxima en la sección a:

$$\sigma_n = \frac{M}{W_{eff}} \quad \tau = \frac{Q}{A_{alma}} \quad \sigma = \sqrt{(\sigma_n^2 + 3\tau^2)}$$

La sección Z utilizada es una sección de clase 4, es decir, un tipo de sección en la que los fenómenos de abolladura limitan incluso el desarrollo de su capacidad resistente elástica, no llegando a alcanzarse el límite elástico del acero en la fibra más comprimida. Para estas secciones debe utilizarse la sección eficaz y el módulo resistente eficaz (W_{eff}) y no el modulo resistente de la sección bruta. Esta particularidad afecta principalmente a las correas más esbeltas, es decir, para igual canto las de menor espesor. Así, para las 3 secciones utilizadas:

	Modulo resistente sección bruta cm ³	Modulo resistente eficaz cm ³	Diferencia
Z 300x2,0	79,60	68,53	-13,9%
Z 300x2,5	99,02	94,89	-4,2%
Z 300x3,0	118,08	116,49	-1,3%

La comprobación de tensiones a partir de la gráfica de Momentos flectores y Cortantes (FIGURA G6):

Nudo	Momento máx. kgxm	Cortante máx. kg	Correa	Módulo resist. eficaz cm ³	Tensión de comprobación kg/cm ²	Límite elástico kg/cm ²	Validez
1-2	2712	0	Z300x2,5	94,89	2848	2854	CUMPLE
2-3	-3868	2227	Z300x3	116,49	2852	2854	CUMPLE
3-4	-3868	2227	Z300x3	116,49	2852	2854	CUMPLE
4-5	1039	0	Z300x2	68,53	1516	2854	CUMPLE
5-6	-2895	1726	Z300x3	116,49	2507	2854	CUMPLE
6-7	-2895	1726	Z300x3	116,49	2507	2854	CUMPLE
7-8	1382	0	Z300x2	68,53	2016	2854	CUMPLE
8-9	-3159	1856	Z300x3	116,49	2735	2854	CUMPLE
9-10	-3159	1856	Z300x3	116,49	2735	2854	CUMPLE
10-11	1250	0	Z300x2	68,53	1824	2854	CUMPLE

FIGURA G6. COMPROBACIÓN POR TENSIÓN

El material es S280GD tiene un límite elástico mínimo garantizado de $280 \text{ N/mm}^2 = 2854 \text{ kg/cm}^2$.

6.5 Verificación por Elementos Finitos.

La pieza modelizada por elementos finitos es un total de 4 vanos (uno extremo y 3 intermedios) con condición de simetría en el último punto, es decir, realmente el cálculo realizado es para 8 vanos. Los datos introducidos son los siguientes:

- Material: acero con límite elástico > 280 MPa y tensión de rotura > 350 MPa

- Secciones:

1º vano: Z300x2,5

2º, 3º y 4º vanos: Z300x2,0

Uniones entre correas realizadas mediante casquillos Z300x3,0

La verificación en detalle del funcionamiento de la correa en el punto 3 (segundo apoyo en correa continua) se realiza mediante el método de análisis por Elementos Finitos aplicando análisis no lineal y teoría de segundo orden con el programa Cosmos.

El cálculo de segundo orden es el método incluido en las normativas europeas más avanzadas y en particular es la base del cálculo en estructuras de acero según el Código Técnico de la Edificación y la EAE que actualmente ya rige el cálculo estructural en España. Este método está basado en considerar toda la pieza a calcular y realizar sobre ella un mallado de elementos de tamaño finito conocido.

En el programa Cosmos Design Star se introducen las cargas. En el programa no se realizan combinaciones de hipótesis sino que es necesario definir previamente la carga de cálculo e introducir ese valor. En este caso la carga de cálculo es la combinación de nieve y sobrecarga con su coeficiente de seguridad 1.5 y el peso propio de la cubierta con el coeficiente de seguridad 1.35.

Se ha llevado a cabo un análisis mediante elementos finitos con el programa Cosmos Design Star, utilizando elementos lámina (shell), considerando análisis no lineal de 2º orden, con deformaciones y desplazamientos, y teniendo en cuenta la posible plastificación del material.

Tipo de mallado:	Elementos Shell
Tamaño de elemento:	50.203 mm
Número de elementos:	21892
Método de Control	Fuerza
Método Iterativo	Newton Raphson
Convergencia de Tolerancia	0.001
Tolerancia de incremento de deformación plástica	0.01

Como condiciones de sustentación y restricciones se han considerado las siguientes:

- Desplazamientos impedidos en las zonas de apoyo de las correas con los dinteles.
- Desplazamiento transversal y giro longitudinal de las correas impedido en el ala superior debido al arriostramiento proporcionado por el panel de cubierta.

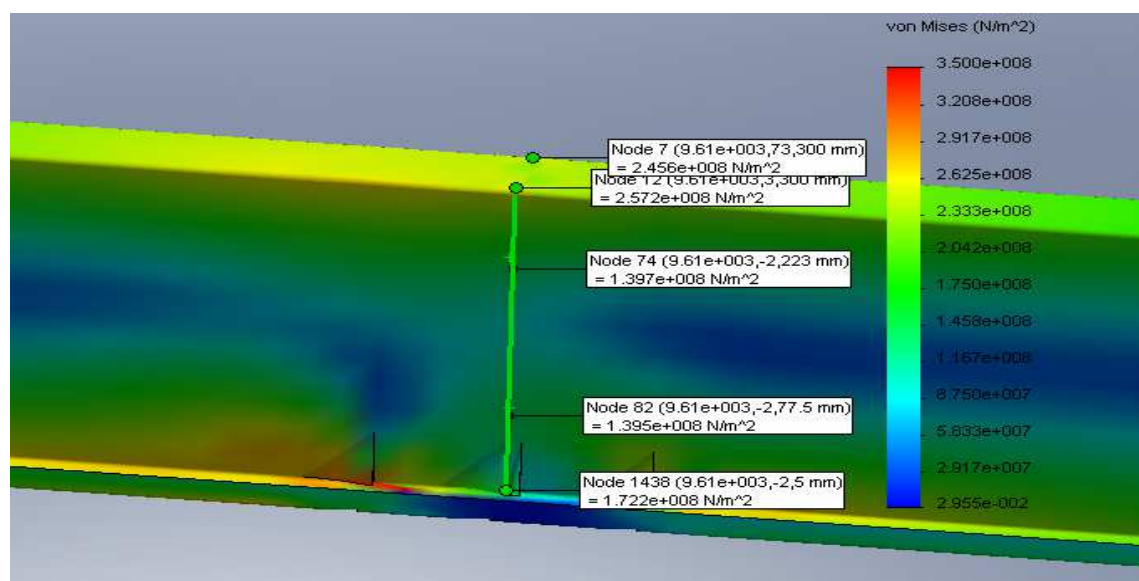


FIGURA G7. TENSIÓN DE VON MISSES. DETALLE EN PRIMER APOYO CONTINUO

Con las hipótesis de cálculo indicadas se obtienen los resultados que se indican, donde se aprecia, centrándonos en el segundo apoyo, lo siguiente:

1. En toda la zona de apoyo la tensión permanece por debajo de la tensión de rotura
2. La tensión más elevada se produce en un punto de concentración de tensiones justo en el borde del apoyo sobre el dintel en un solo punto y se observa como esta tensión se disipa rápidamente, de modo que la zona próxima a este punto se encuentra siempre por debajo del límite elástico del material.
3. Las tensiones en el punto más desfavorable del primer apoyo en continuidad (FIGURA G7), donde el diagrama de momentos negativos es máximo, alcanzan un valor máximo de 245,6 MPa, inferior a 280 de límite elástico.

Con esto lo que se consigue es una precisión mucho mayor que con programas como CYPE, pero es necesario considerar el inconveniente de los programas de elementos finitos requieren una gran cantidad de tiempo para la entrada de datos pues es necesario definir “manualmente” el modelo con todo detalle, motivo por el que suele usarse únicamente, entre otros, para estructuras en las que se necesita el máximo conocimiento de su funcionamiento y modelos de cálculo muy precisos. En el cálculo realizado por elementos finitos se justifica que la tensión máxima que se alcanza para las cargas de proyecto es de inferior al límite elástico del S280GD y por lo tanto queda validado.

7. Conclusiones.

Se puede ver después de analizados los diferentes métodos de cálculo las grandes diferencias que existen según el modelo que se elija. A medida que vamos realizando cálculos más avanzados y complejos se va consiguiendo soluciones más precisas y económicas. Como cuadro resumen tendremos (FIGURA G8):

	Método de cálculo	Correa Central	Conector	Correa extrema	Peso por línea	Sobrecoste
1	Tabla de fabricante	Z300x3	Z300x4	Z300x3	1534,4	33,0%
2	Calculo manual ley viga continua	Z300x2	Z300x4	Z300x2,5	1348,8	16,9%
3	Cype Generador de pórticos	Z300x4	Z300x4	Z300x4	2026,4	75,6%
4	Cype Metal3D	Z300x2	Z300x3	Z300x2,5	1227,1	6,3%
5	MEF	Z300x2	Z300x3	Z300x2,5	1154,1	0,0%

TABLA G8. COMPROBACIÓN POR CADA MÉTODO

El MEF (Método de Elementos Finitos) obtiene un diseño más ajustado y económico, aunque el tiempo de modelización es elevado, solo asumible para proyectos de cierta entidad. En la FIGURA G9 se puede ver la imprecisión de algunos métodos frente al MEF.

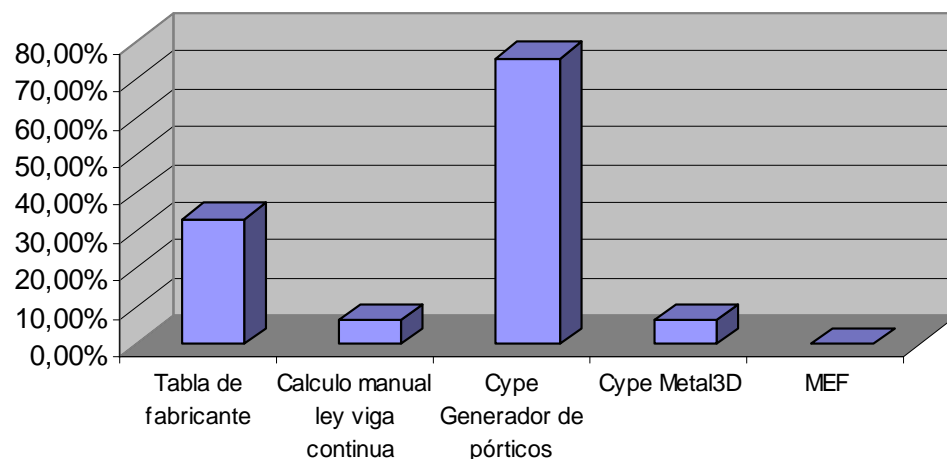


TABLA G9. GRAFICO DE COSTE SEGÚN EL DISEÑO DE CADA MÉTODO

B. CORREAS CONFORMADAS. ENSAYOS A ESCALA REAL

Índice:

Antecedentes

Asistentes presenciales

Materiales

Descripción del ensayo

Descripción del cerramiento sobre la cubierta

Descripción del ensayo.

Acciones y combinaciones consideradas

Influencia de la flecha sobre la carga aplicada

Proceso de realización del ensayo

Resultados del ensayo nº1

Resultados del ensayo nº2

Conclusiones

Antecedentes

El presente documento describe y analiza los ensayos a escala real realizados a las correas conformadas en frío con sección Z mediante balsa de agua, simulando fielmente el modelo de cálculo teórico realizado.

Este ensayo requiere además de tiempo de diseño e ingeniería, una importante cantidad económica para la fabricación de la estructura, el montaje de la misma, la colocación del cerramiento y la ejecución de la balsa superior.

Además de esto, es necesario añadir que cada ensayo puede llevar hasta 60m³ de agua, necesita mediciones precisas y personal de control de apertura/cierre de agua.

También necesita una superficie de 50x5=250m² de superficie horizontal y resistente, además de ser necesaria la preparación de un sistema eficiente de evacuación de aguas para el momento de colapso estructural.

La estimación de coste de cada ensayo supera los 30.000€, sin tener en cuenta la parte de ingeniería de diseño. Esto supone una importante dificultad e implica que no se realicen ensayos de este tipo, y se recurre a ensayos parciales o a escala, pero no a modelos reales 1:1.

Además es importante tener en cuenta que es necesario realizar más de un ensayo para ver datos representativos con lo cual el coste cada vez es mayor, habida cuenta que en cada prueba, después del colapso, no se aprovecha absolutamente nada. Es más, es necesario añadir el coste de desmontar/desguazar todo.

Materiales

El material designado como S280GD definido como material para plegado y perfilado fijando un límite elástico (σ_e) máximo.

En el caso que nos ocupa se adjuntan los resultados de los ensayos realizados certificados (FIGURA G10,G11 y G12) según los cuales se puede comprobar que el límite elástico (σ_e) garantizado por el fabricante es superior a 280 N/mm², para los espesores presentes en las correas (2, 2.5 y 3mm):

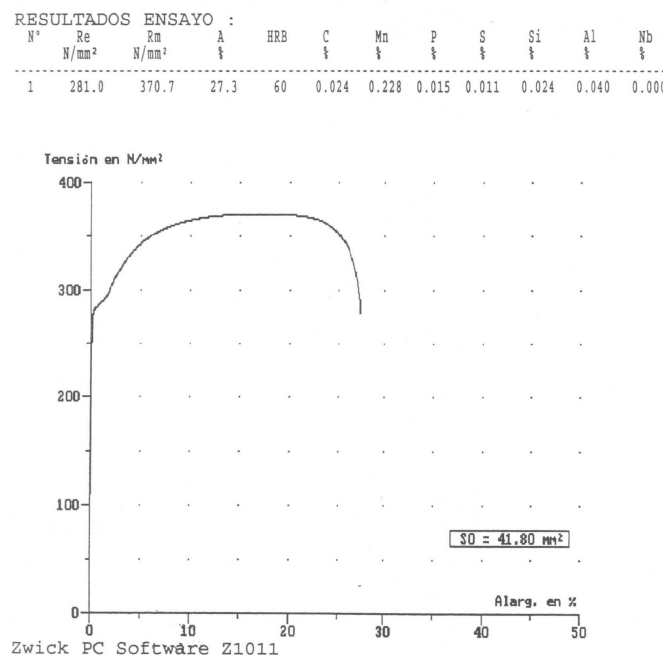


FIGURA G10. ENSAYO DE TRACCION DE MATERIAL DE 2mm DE ESPESOR

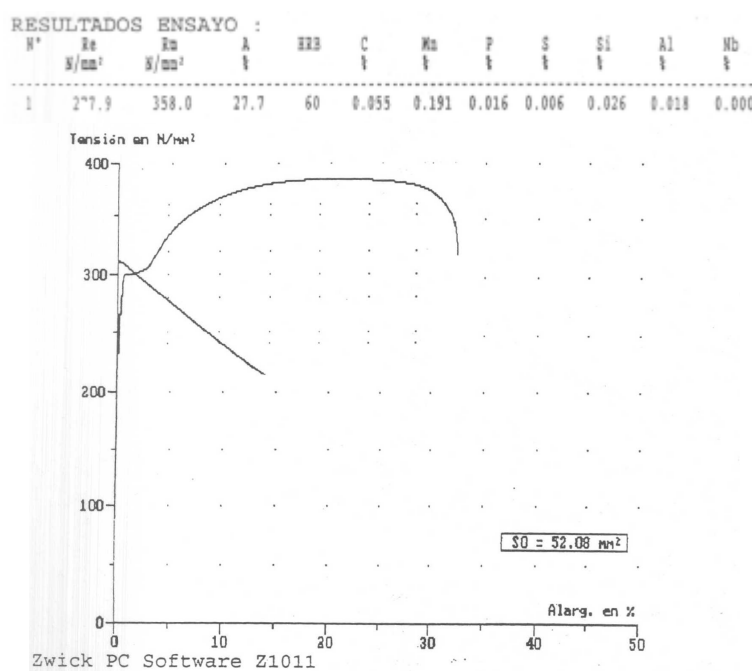


FIGURA G11. ENSAYO DE TRACCION DE MATERIAL DE 2,5 mm DE ESPESOR

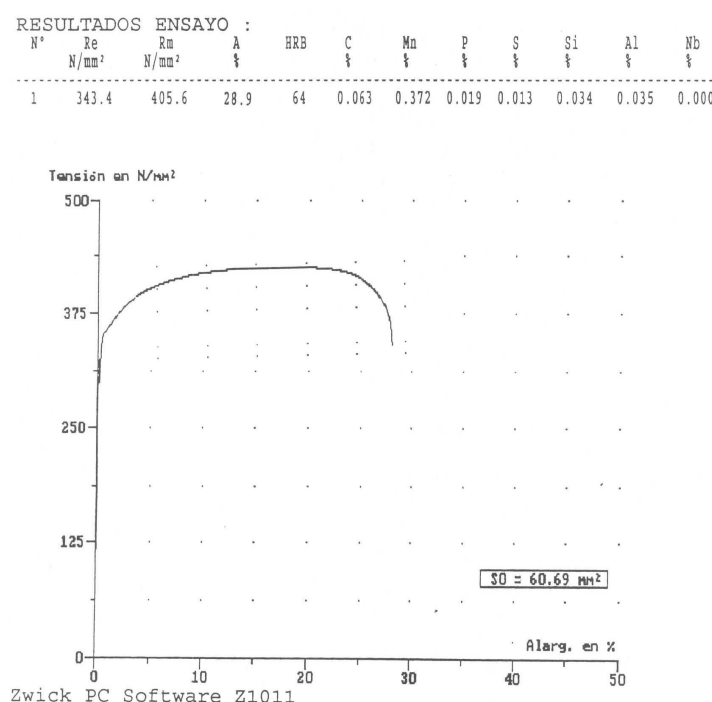


FIGURA G12. ENSAYO DE TRACCION DE MATERIAL DE 3mm DE ESPESOR

Descripción del cerramiento empleado

La cubierta utilizada es una cubierta tipo Deck sintética e intemperie con fijación mecánica. Está formada por tres elementos principales, elegido cada uno de estos según las características técnicas, de puesta en obra y de acabado necesarias (FIGURA G13).

a. SOPORTE - PLACA METALICA INFERIOR

Mediante placa nervada conformada en frío a partir de acero galvanizado de espesor nominal 0,6 mm.

b. NÚCLEO AISLANTE

Lana de Roca de espesor: 80 mm.

c. LAMINA EXTERIOR

Lámina de Policloruro de Vinilo flexible, reforzada con malla de poliéster

DUROCK 386

DESCRIPCIÓN ▼
Panel rígido de lana de roca volcánica y constituido por dos capas de diferente densidad y dureza.

APLICACIONES ▼
Aislamiento térmico y acústico en cubiertas metálicas o de hormigón.

Gran resistencia a pisadas y al punzonamiento.



Dimensiones (mm)	
LARGO	2.400
ANCHO	1.200
ESPESOR	50 60 70 80 90 100

* Para otras dimensiones, consulte el catálogo.



Alkorplan F (35276)

Lámina intemperie

LÁMINA REFORZADA CON MALLA DE POLIÉSTER PARA LA IMPERMEABILIZACIÓN DE CUBIERTAS PLANAS CON O SIN PENDIENTE

Lámina de Policloruro de Vinilo flexible (PVC-P), reforzada con malla de poliéster obtenida por calandrado. Adecuada para la impermeabilización de cubiertas, colocándola semi-independiente mediante fijación mecánica. Su estabilidad frente a los rayos U.V. permite ofrecer una garantía de 10 años para colocaciones sin protección y a partir de un espesor mínimo de 1,2 mm.

Propiedades

- Lámina fabricada exclusivamente a partir de re características constantes y óptima durabilidad.
- Resistente al hinchado, putrescibilidad y enveje.
- Elevado nivel de estanqueidad incluso bajo deformación permanente.
- Elevada resistencia al punzonamiento.
- Resistente a las raíces según DIN 4062 parte 1.
- No resistente a los asfaltos, aceites y alquitranes e incompatible frente a aislantes tipo poliuretano y poliestireno, requiriendo de una capa separadora.

Presentación y Almacenamiento
El material se suministra en rollos con mandril de cartón.

Colores	Espesor mm	Anchura m	Longitud m
Gris (color standard)	1,2 - 1,5	1,60	20
Gris Oscuro*			20
Antracita	1,5	1,05	20
Terracota			20
Verde			20

* Gris Coriela y Antracita Látex en color gris oscuro de 1,5 mm. Consultar con nuestro Departamento Técnico.
Otros espesores y anchuras bajo pedido.

MD-56 Deck



Características:
El perfil MD-56 de Hansa se define por los 56 mm de altura de grana, en espesores que van de 0,7 mm. a 1,20 mm. Su ancho útil está en 952 mm., y su longitud entre 500 y 14.000 mm.
Bajo consulta se suministran otros espesores y longitudes. La terminación puede ir acabada en galvanizado, pintado en diversidad de colores y aluzinc.
Se puede servir provista de perforaciones para las soluciones de montaje que así lo requieran, con 3 mm. de diámetro, 5 mm., entre ejes y 60° resbollo.

Ventajas:
Facilidad de montaje
Uso en cubiertas Deck
Dureza
Resistencia a la corrosión
Resistencia mecánica

Otras recomendaciones
Instalación
El solape mínimo deberá ser de una onla, teniendo en cuenta la dirección del viento, según norma NBE-CIG.

FIGURA G13. FICHAS DE LOS MATERIALES UTILIZADOS

d. FIJACIONES

Están formadas por Tornillos taladrantes de broca reducida y doble rosca 6.3/4.8 mm equipados con placa de reparto.

Descripción del ensayo.

El ensayo representa de forma precisa una cubierta Deck típica en el ámbito industrial/comercial muy extendida. El ensayo (FIGURA G14) trata de validar y confirmar los resultados obtenidos en el cálculo teórico tanto tradicional como avanzado.

Se ha definido cada línea de correa que soporta la cubierta como una viga continua con apoyos cada 9.68m. El modelo para el ensayo representa fielmente esta situación, considerando 4 vanos consecutivos completos desde un extremo hasta llegar al punto de cambio de momento negativo a positivo (momento cero) del quinto vano. Se modelan y construyen 3 líneas de correas separadas 1500mm entre ellas.

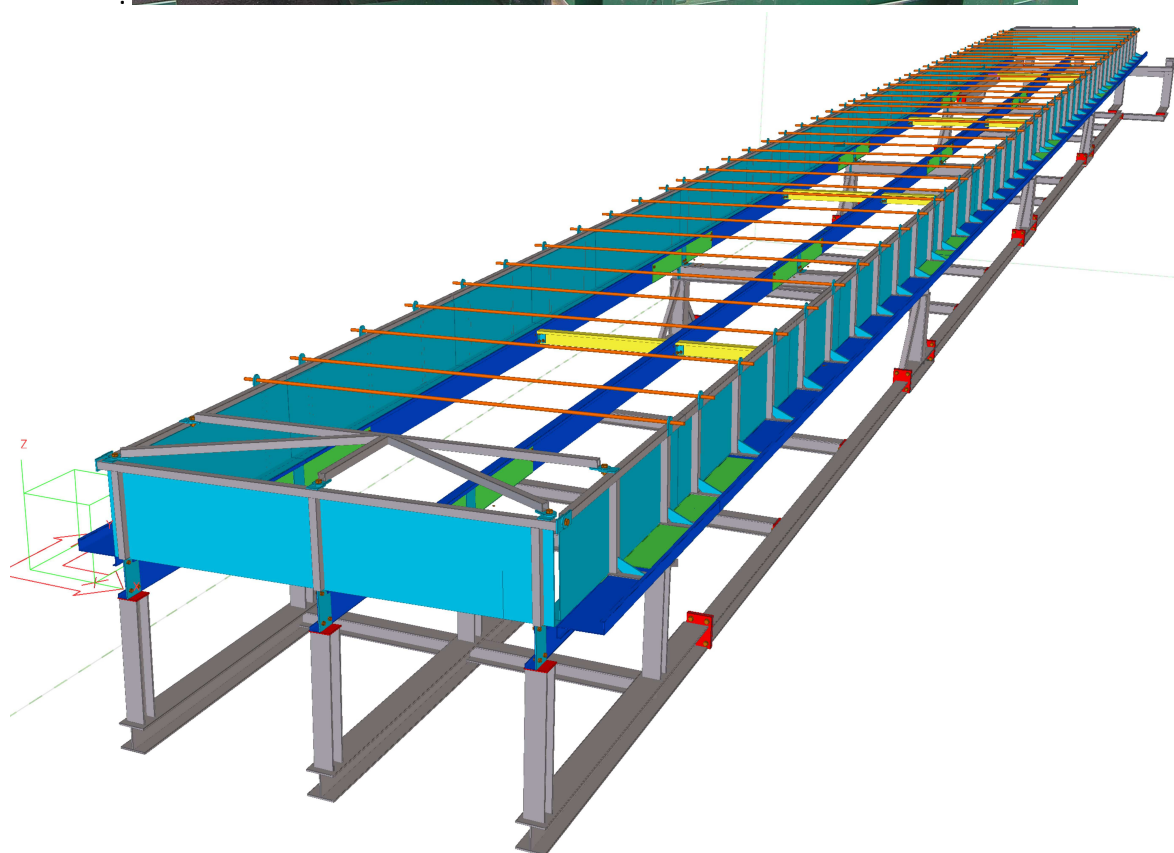


FIGURA G14. VISTA GENERAL DE MONTAJE PREVIO AL ENSAYO

Se utiliza una estructura primaria con forma de pórticos a base de estructura laminada de 1500mm de altura, perfectamente nivelados y arriostrados (FIGURA G15).



FIGURA G15. APOYOS DE LA ESTRUCTURA

La nivelación debe realizarse de una forma precisa ya que pequeñas desviaciones suponen grandes variaciones en la prueba de carga.

Por ejemplo, si una zona quedase 5mm más baja tendría 50kg/m^2 más de sobrecarga uniforme con lo que los resultados serían invalidados.

Para ello se utiliza un topógrafo con un nivel óptico marca Pentax AL-M2 de 32X que se sitúa al Este de la estructura.

Se disponen tirantillas uniando las correas (FIGURA G16).

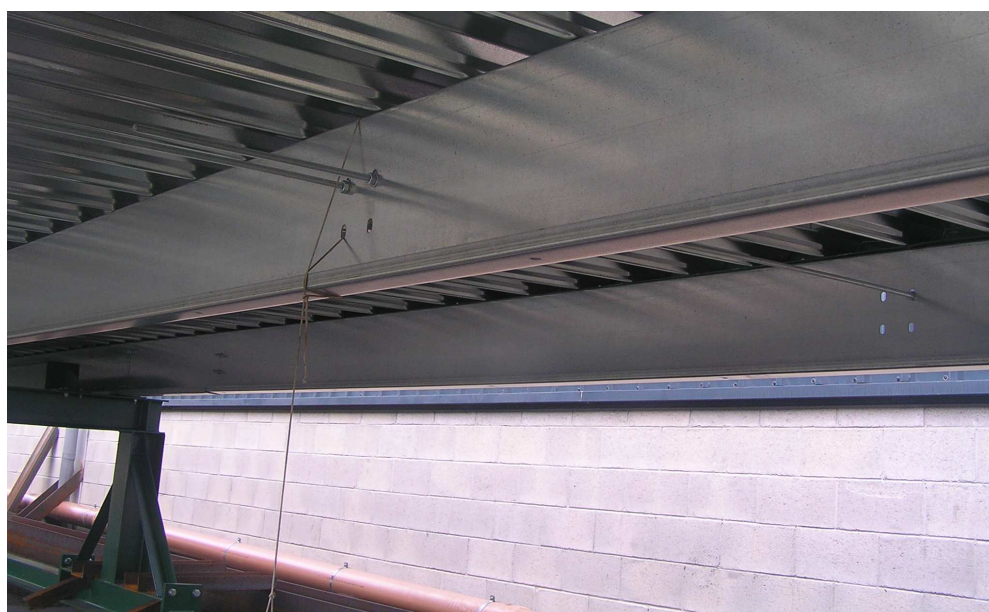


FIGURA G16. TIRANTILLAS DE ATADO

Sobre la cubierta se monta una piscina o balsa que ocupa toda la superficie y será utilizada para hacer la prueba de carga.

Tal cual se dispone el ensayo únicamente serán válidos los datos obtenidos sobre la línea de correas central ya que las dos líneas extremas tendrán una franja de carga aproximadamente de la mitad y además tienen fijadas con tornillos autorroscantes a su ala superior la estructura de la balsa con lo que su comportamiento se puede modificar ligeramente.

La estructura de la piscina está formada por chapa de 3mm, plegada en su zona inferior para que se fije al ala superior de las correas extremas.

Cada 1000mm dispone un tubo cuadrado que se une al del otro lado de la piscina mediante un redondo por encima ésta. Este redondo trabaja a tracción evitando que los laterales se abran contrarrestando el esfuerzo de un lado con el del otro (FIGURA G17).



FIGURA G17. REDONDOS SUPERIORES DE ATADO

En los extremos se utiliza una estructura en cercha que se fija a los tubos longitudinales para contrarrestar el esfuerzo horizontal (FIGURA G18).



FIGURA G18. CELOSÍA EN EXTREMO SUPERIOR DE LA Balsa

Para realizar la medición se ha instalado un sistema compuesto por 5 regletas milimetradas, situadas en el suelo de modo vertical, y por otras tantas pletinas sujetas a las vigas de la estructura. A medida que se va llenando la piscina, las pletinas van descendiendo por delante de las regletas y nos indican la flecha que adquieren las vigas.

El topógrafo se sitúa centrado en la estructura sobre un lado largo para poder visualizar todos los puntos de medida (FIGURA G19):



FIGURA G19. DISPOSICION DEL TOPOGRAFO

La cubierta de la obra es tipo DECK. Está constituida por una chapa galvanizada de 0.7mm de espesor, sobre la que se apoya una capa de lana de roca de 80mm de espesor como aislante. La capa exterior es una lámina de PVC continua. Se especifica totalmente en apartados anteriores.

Para soportar esta cubierta se utilizan correas conformadas en frío de sección tipo Z y 300mm de canto (límite elástico $>275 \text{ N/mm}^2$), en máquina de 11 puntos de deformación y en diversos espesores dependiendo la situación de cada correa sobre la cubierta.

El muro de apoyo extremo se simula con perfiles verticales en los puntos en los que se disponían las fijaciones con perfiles L en la obra. En el apoyo extremo se respeta exactamente la disposición de ejiones sobre la UPN horizontal de atado de muro, y los tubos de compresión.

Todos los apoyos de las correas sobre la estructura se realizan mediante ejiones con varilla de refuerzo que se apoyan sobre los pórticos. Estos elementos tienen forma de L y son de espesor 6mm, 150mm de ancho y 290mm de altura. Son los elementos de unión pórtico-correa. Este elemento, además de tener un efecto de fijación, representa un refuerzo importante para abolladuras puntuales en zonas de reacciones elevadas como es el caso de los apoyos (FIGURA G20).

Evita desplazamientos horizontales y representa un punto fijo importante para garantizar la estabilidad estructural.



FIGURA G20. ELEMENTO DE FIJACIÓN DE CORREAS A PORTICO

En el ensayo se sitúa una correa en horizontal en cada lateral. Estas correas simulan la rigidez de la chapa de cubierta en su plano (efecto diafragma). Las cubiertas habitualmente tienen un ancho entre 100 y 270m, mientras que en el ensayo solamente disponemos de 3m. Esta rigidez del plano de cubierta es necesario considerarla ya que va a repercutir sobre el posible desplazamiento del ala superior de la correa, que se ha considerado fijo en el plano de la cubierta.

La tortillería utilizada en las uniones entre correas es de 12mm de diámetro y calidad 6.8. En la unión de la correa al ejón se utilizan 4 Tornillos de 12mm de diámetro y calidad 6.8, separados 80mm entre ejes y centrados en la correa.

Las secciones de correa son:

- 1º vano: Z300x2,5
- 2º, 3º y 4º vanos: Z300x2
- Uniones entre correas realizadas mediante conectores o cubrejuntas Z300x3 (FIGURA G21).



FIGURA G21. CORREA DE SOLAPE Y CONTINUIDAD

El proceso de montaje es similar a un montaje real en cualquier obra. Partiendo de una zona despejada y lo más horizontal posible se verifica que el suelo sea capaz de soportar las cargas que le llegan a los apoyos sin deformarse.

A partir de aquí se inicia el montaje de la estructura principal con perfiles de acero laminado en caliente pintados de verde. Sobre estos se dispone la estructura de correas. Antes del apriete de los tornillos se realiza una nivelación precisa por parte del topógrafo a base de calzos y perfiles soldados.

Una vez montada la estructura se inicia el montaje del cerramiento y la balsa. Comienza por disponerse primero la chapa de cubierta grecada y antes de fijarla se colocan los laterales de la balsa. En este momento de fija con el mismo tornillo la chapa de cubierta la correa y la chapa del cierre de la balsa. A partir de tener este punto realizado completamente se procede a unir por la parte superior con redondos un lateral con otro y montar los extremos.

En este momento se da por finalizado el montaje y se coloca la lana de roca de 80mm y la lámina de PVC (FIGURA G22). Esta lámina de PVC se dispone de tal forma que además de la cubierta sube por los laterales y se fija en su parte superior. Al ser continua por soldadura se consigue una piscina totalmente estanca con el propio cerramiento de la cubierta.



FIGURA G22. LAMINA DE PVC FIJADA ESTANCA

Influencia de la flecha sobre la carga aplicada

Es necesario evaluar la influencia del exceso de sobrecarga de agua (sobre la sobrecarga teórica) que se va a producir en el ensayo debido a la deformación propia de la cubierta. Las cargas de cálculo son por metro cuadrado y uniformemente repartidas. Sin embargo, al ir cargando la cubierta con el agua, ésta última toma un nivel superior horizontal mientras que por la parte inferior toma la curva de la deformada, por lo que en la parte central de los vanos la carga es sensiblemente superior.

En detalle, en el vano extremo, para una flecha con carga de 150 kg/m^2 (límite de carga de diseño), se tiene una flecha de 39mm. Para esta flecha tendremos en exceso aproximadamente una carga triangular, siendo cero en los dos extremos del vano y 39 kg en la zona central.

Esta carga es equivalente a una carga distribuida de 28 kg/m^2 , es decir que, dividiendo la carga real entre la teórica $((150+28)/150)$ se obtiene que la carga real es un 18.66% superior a la que estamos considerando en el vano extremo. Esta regla se cumple de forma lineal al estar la correa en la zona elástica.

Proceso de realización del ensayo

El proceso de llenado con agua se realizará con dos mangueras de aporte, una por cada extremo, con un ritmo estable de 300 litros por minuto aproximadamente.

Un topógrafo realizará las mediciones de flecha en los cinco puntos señalados (punto medio de cada uno de los 4 vanos intermedios y punto de máxima flecha teórica en el vano extremo, todas las mediciones sobre la correa central). e tomará la referencia inicial de cada punto y se irán tomando diversas mediciones para cada estado de carga, teniendo en cuenta que cada 10mm de altura es 10 kg/m^2 de carga. La medición de nivel de agua se realizará en el eje de la correa central, que es la analizaremos.

La flecha teórica en el vano extremo es de 39mm para 150 kg/m^2 de carga. Este valor se alcanza realmente con 127 mm de altura de agua, al sumar la carga adicional de agua debida al efecto de la propia flecha de la cubierta.

Una vez tomadas las referencias cero, se comenzará el llenado de forma constante. En cada punto que se realice una medición se anotará la medida interior de agua y las 5 flechas en los puntos indicados.

Dado el tiempo que lleva el llenado y que la medición de todos los puntos se realiza en pocos segundos, no se detiene el llenado para hacer la medición, excepto en los puntos más destacables como pueden ser los 150 kg/m^2 y los 225 kg/m^2 (150×1.5), que son la carga de servicio y la carga última de la prueba.

Resultados del ensayo n°1

Una vez efectuado el ensayo y a partir de los datos de deformaciones medidos se puede ver como el comportamiento de las correas es aproximadamente elástico y uniforme en cuanto a que la gráfica carga-deformación es lineal, según se ve en la gráfica adjunta.

En cuanto al comportamiento frente a los valores teóricos, se observa que se aproximan las mediciones reales a las teóricas. Para el vano extremo, el cálculo teórico aportaba una flecha límite de $L/250=39\text{mm}$ mientras que el valor real medido fue de 39mm (exactamente el mismo valor).

Según se indica en el apartado anterior, es necesario tener en cuenta la sobrecarga que produce el agua adicional acumulada debido al embalsamiento por la flecha de las correas. Este valor se ha estimado en un 18% aproximadamente lo que implica que la carga uniformemente aplicada en el vano extremo para 250mm de agua no es 250kg/m^2 sino que se aproxima a los 300kg/m^2 . El ensayo se ha llevado hasta el colapso que se ha producido a los $27,5\text{ cm}$ de agua, es decir 275 kg/m^2 de agua más la acumulación que ronda los 50 kg/m^2 , es decir, aproxima a los 325 kg/m^2 de agua, valor muy superior a los $150+20=170\text{ kg/m}^2$ de proyecto.

A medida que la carga va aumentando se observa perfectamente la flecha que van cogiendo las correas y la chapa de cubierta. Además no se observan alabeos ni aplastamientos hasta momentos cercanos a la rotura. En la siguiente tabla se sintetizan los resultados obtenidos (FIGURA G23):

Representación de datos tomados en el ensayo 1

Hora	Altura agua	Carga equiv.	Centro vano 4	Flecha	Chapa cubierta	Flecha	Centro vano 3	Flecha	Centro vano 2	Flecha	Centro vano 1	Flecha	Centro vano 1 correa lateral	Flecha
hh:mm	cm	kg/m ²	mm		mm		mm		mm		mm		mm	
valor teórico		150		15				17		11		39		
16:06	0	0	58	0	26	0	144	0	99	0	119	0	49	0
16:24	4	40	68	10	30	4	151	7	108	9	126	7	54	5
16:35	6,5	65	73	15	32	6	156	12	111	12	135	16	57	8
16:49	10	100	79	21	34	8	161	17	116	17	144	25	60	11
16:56	12	120	83	25	35	9	165	21	120	21	150	31	62	13
17:07	15	150	89	31	36	10	170	26	125	26	158	39	65	16
17:17	17,5	175	95	37	38	12	175	31	130	31	165	46	67	18
17:27	20	200	99	41	39	13	179	35	135	36	172	53	70	21
17:37	22,5	225	105	47	40	14	184	40	139	40	179	60	73	24
17:47	25	250	112	54	42	16	189	45	144	45		71	76	27
17:47	27,5	275		60		17		50		50		78		30

Datos interpolados a partir del resto de datos (sin registro)

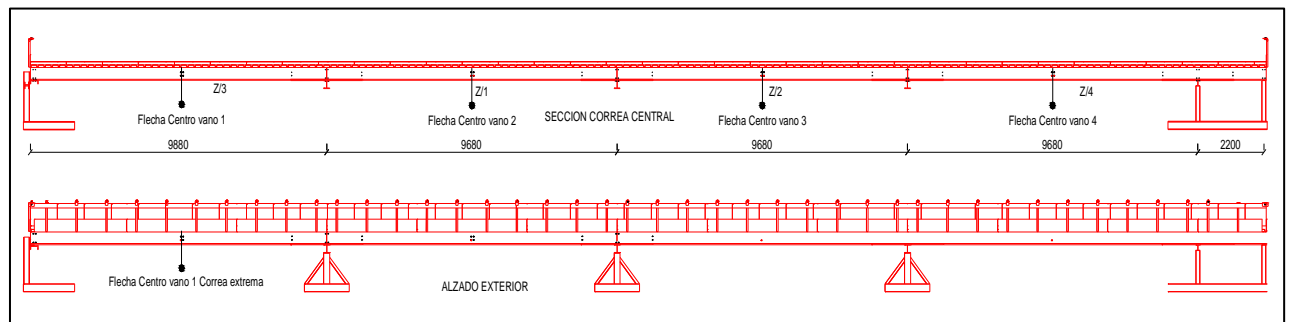


FIGURA G23. TABLA RESULTADOS ENSAYO 1

En los esquemas se pueden ver los puntos de medición correlacionados con la gráfica de flecha teórica en los cuatro primeros vanos.

En la gráfica (FIGURA G24) se representan los valores de la tabla del ensayo 1. Se aprecia claramente la linealidad de la curva carga-deformación.

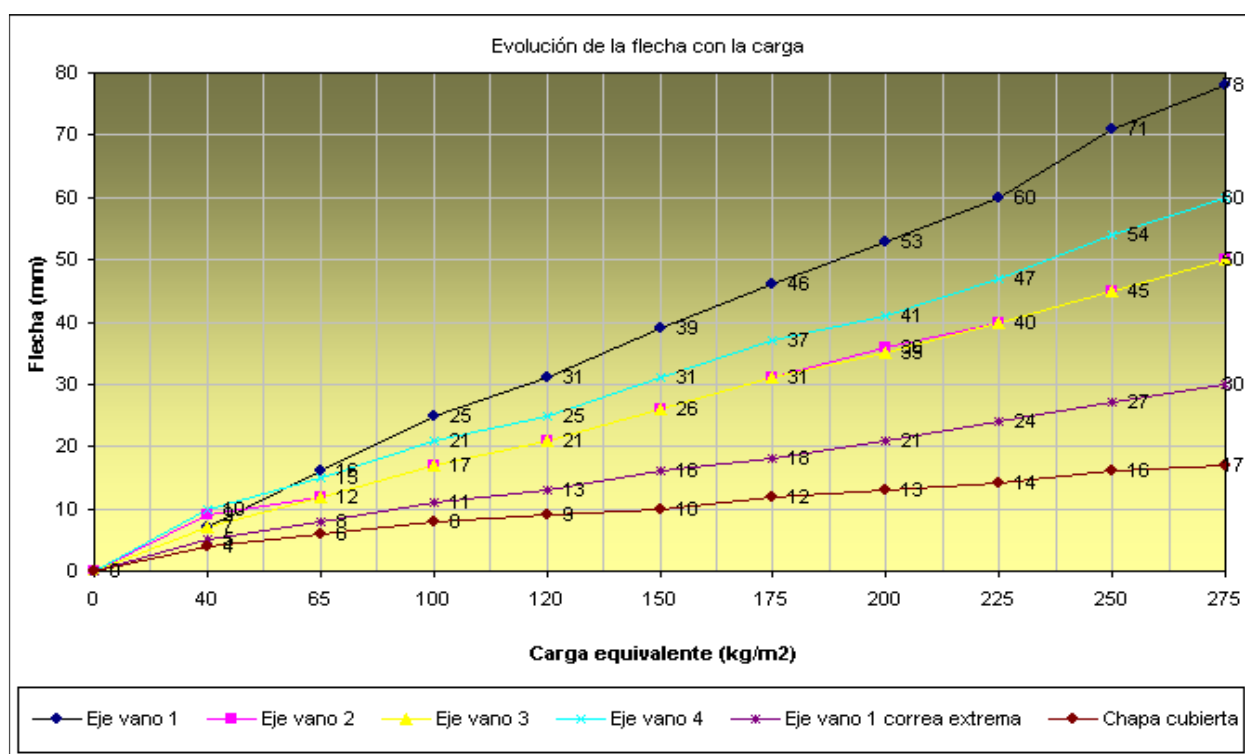


FIGURA G24. ESQUEMA DE PUNTOS Y DEFORMADAS EN ENSAYO 1

Resultados del ensayo n°2

Una vez efectuado el segundo ensayo y a partir de los datos aportados por el informe del topógrafo que midió las deformaciones se pueden ver como el comportamiento de las correas es aproximadamente elástico y uniforme en cuanto a que la gráfica carga-deformación es lineal, según se ve en la tabla de resultados (FIGURA G25).

Los dos pequeños saltos que se observan en la gráfica están situados en las zonas en que se paró el llenado unos minutos hasta estabilizar la medición, es decir en 150mm de agua y en 225mm de agua.

En ambos puntos se realizó una primera medición en el momento del corte de entrada de agua y otra pasados 4-5 minutos en la que se observa un ligero aumento de flecha estable ya que pasados otros 5 minutos esta ya no se modifica.

En cuanto al comportamiento frente a los valores teóricos, se observa que se aproximan las mediciones reales a las teóricas. Para el vano extremo, el cálculo teórico aportaba una flecha límite de $L/250=39\text{mm}$ mientras que el valor real medido fue de 34mm.

Según se indica en el apartado anterior, es necesario tener en cuenta la sobrecarga que produce el agua adicional acumulada debido al embolsamiento por la flecha de las correas.

Este valor se ha estimado en un 18% aproximadamente lo que implica que la carga uniformen aplicada en el vano extremo para 250mm de agua no es 250kg/m^2 sino que se aproxima a los 300kg/m^2 .

Representación de datos tomados en el ensayo n°2

Hora	Altura agua	Carga equiv.	Centro vano 4	Flecha	Centro vano 3	Flecha	Centro vano 2	Flecha	Centro vano 1	Flecha	Vano 1. Punto teórico de máx flecha	Flecha
hh:mm	mm	kg/m ²	mm		mm		mm		mm			
valor teórico		150	15	15	17	17	11	11	39	39	39	
inicial	0	0	8	0	11	0	10	0	5	0	8	0
	20	20	10	2	13	2	12	2	7	2	10	2
	50	50	17	9	19	8	18	8	13	8	16	8
	75	75	22	14	23	12	22	12	18	13	20	12
17h20m	100	100	28	20	27	16	25	15	24	19	26	18
17h29m	125	125	33	25	30	19	29	19	31	26	33	25
	150	150	37	29	35	24	33	23	38	33	38	30
17h41m	150	150	37	29	35	24	33	23	39	34	40	32
17h52m	175	175	42	34	39	28	37	27	43	38	44	36
18h01m	200	200	47	39	43	32	40	30	50	45	51	43
	225	225	50	42	47	36	44	34	56	51	57	49
18h13m	225	225	51	43	47	36	44	34	57	52	59	51
08h35m	250	250	56	48	52	41	49	39	63	58	65	57

FIGURA G25. TOMA DE DATOS

El ensayo se ha llevado hasta los 250mm de agua (casi 300 kg/m²), valor muy superior a los 150+20=170 kg/m² de proyecto, según la gráfica (FIGURA G26)

Además no se observan alabeos ni aplastamientos ni deformaciones puntales,... que hagan pensar en que la correa esté en su límite, presentando una deformada limpia y un comportamiento uniforme.

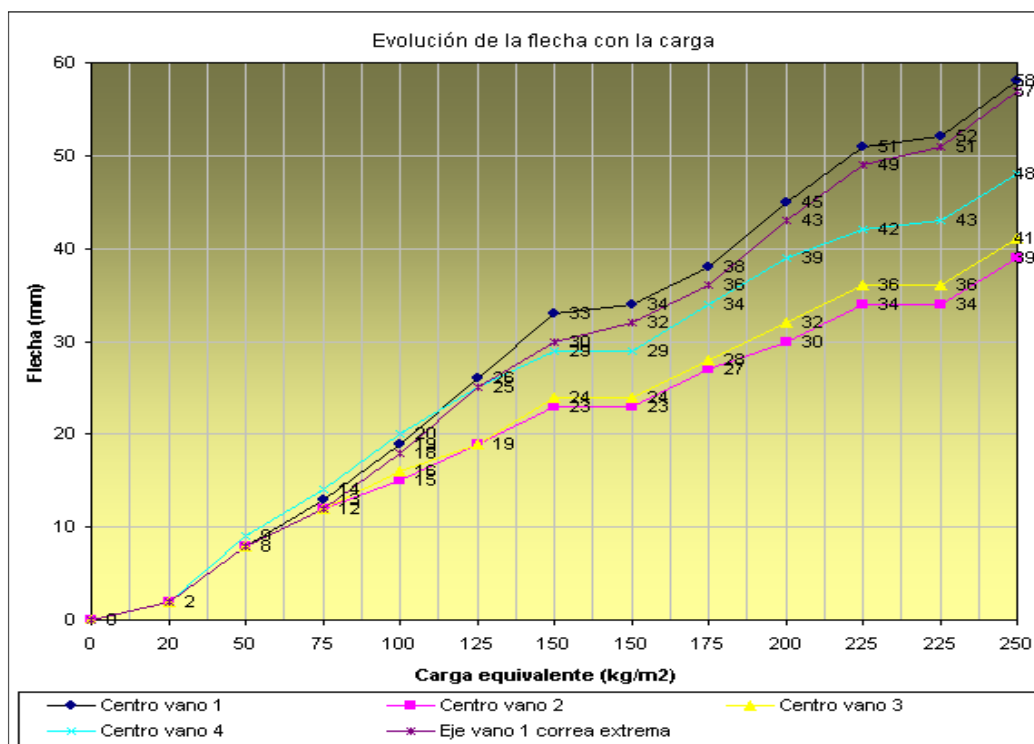


FIGURA G26. ESQUEMA DE PUNTOS Y DEFORMADAS EN ENSAYO 2

Comparativa entre cálculos y ensayos

A partir de los diferentes métodos de cálculo y de los ensayos realizados, se extrae una comparativa de resultados (FIGURA G27) que es la siguiente:

LEYENDA METODO DE DISEÑO:

- 1 PRONTUARIO
- 2 CALCULO VIGA CONTINUA
- 3 PROGRAMA BASICO CORREAS
- 4 PROGRAMA MATRICIAL VIGA CONTINUA
- 5 METODO ELEMENTOS FINITOS
- 6 ENSAYO A ESCALA REAL

COMPARATIVA DEFORMACION VANO EXTREMO

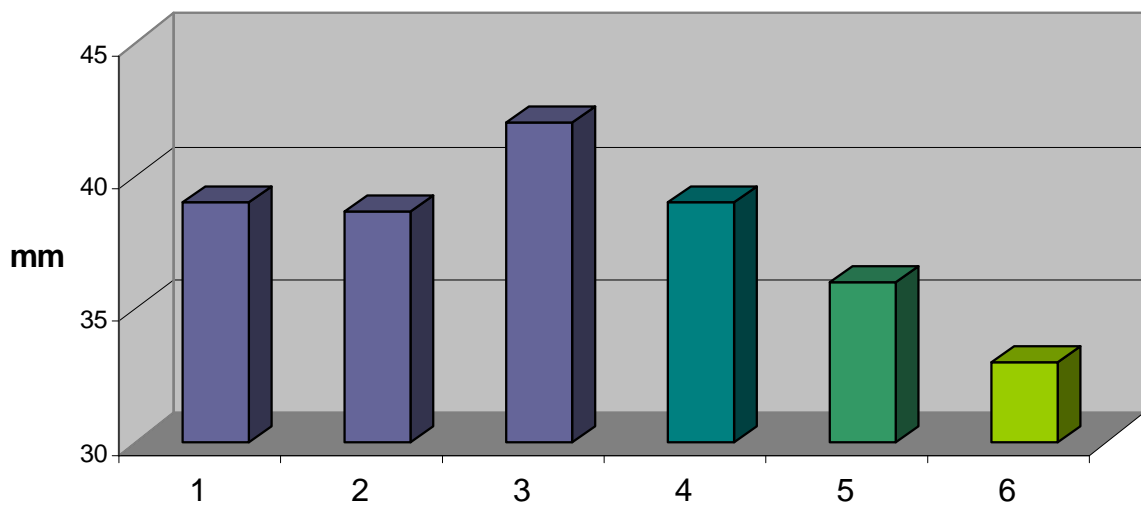


FIGURA G27. COMPARATIVA

Los métodos 1,2 y 3 de cálculo utilizan espesores de correas superiores al resto debido a que con los espesores reales el colapso se produce en valores de carga mucho más bajos.

Por lo tanto, se observa que los métodos 4,5 y 6 sí son comparables entre sí en condiciones similares de cálculo, apreciándose que del programa matricial a los elementos finitos se obtiene una precisión adicional con datos más favorables, pero los ensayos reales aun dan valores más favorables que los elementos finitos.

Conclusiones

Una vez desarrollados y analizados los dos ensayos realizados se observa que es importante el limitar el desplazamiento entre puntos de apoyo a medida que aumenta la carga.

Sin los tubos de compresión, en el primer ensayo se observa como los puntos de apoyo se van aproximando al ir aumentando la flecha de las correas y que en el colapso se observa un desplazamiento importante del pórtico testero hacia el anterior.



FIGURA G28. COMPARATIVA DE RESULTADOS CON CARGA TEÓRICA, MAYORADA Y DE ENSAYO

Debe tenerse en cuenta que los ensayos han sido analizados hasta la carga teórica que alcanza el régimen elástico al límite y a partir de ahí se ha llevado a colapso para evaluar su capacidad última (FIGURA G28). Los datos de los cálculos teóricos son siempre hasta límite elástico y el ensayo se ha centrado en esa parte.

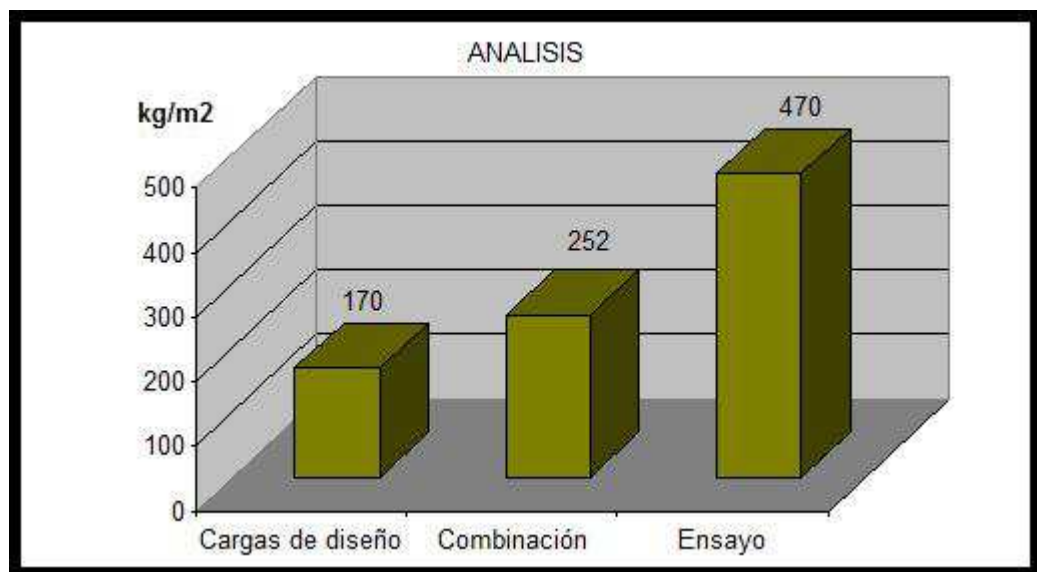


FIGURA G29. COMPARATIVA DE RESULTADOS CON CARGA TEÓRICA, MAYORADA Y DE ENSAYO

Se observa que el funcionamiento del modelo teórico y del práctico son similares, lineales en ambos casos y bastante correspondidos (FIGURA G29). Se matiza en el segundo ensayo que mientras que el punto de máxima flecha teórica corresponde a un punto situado a 650mm del centro del vano, en el ensayo este punto se corresponde exactamente con el centro del vano.

Esto indica que el apoyo extremo no es una articulación pura sino que tiene una cierta rigidez. Se desplaza hacia arriba la ley de momentos de cero hasta un cierto valor que reduce ligeramente la flecha. Se manifiesta también la capacidad de carga de las correas, llegando en el segundo ensayo a cargas que rondan los 300kg/m² sin que aparezcan fenómenos fuera de la flecha como abolladuras, desplomes o torsiones siendo la deformada limpia.

Por lo tanto con las cargas mayoradas alcanzaría un valor límite (límite elástico y/o flecha) de 252 kg/m² mientras que el ensayo, una vez sobrepasada esta carga y validada, se ha llevado a colapso, alcanzándose éste a 470kg/m², un 78% de carga por encima del límite de carga mayorada y un 276% por encima de la carga de diseño de 20+150=170 kg/m² (cargas sin mayorar).

H. INSTALACIONES Y SUPORTACIÓN

SOBRECARGA DE INSTALACIONES

La importancia de las instalaciones en el diseño y configuración del edificio es básica. Lejos quedan los tiempos de conceptuar un edificio con una sobrecarga para instalaciones por metro cuadrado y luego ir colocando elementos para soportar lo que sea. Se parte siempre de un conocimiento y una previsión de instalaciones y se posicionan y dimensionan en el edificio a partir de lo cual se define éste.

Las instalaciones en un edificio de este tipo son básicamente: electricidad, voz y datos, contra incendios, aire comprimido, agua, saneamiento, puesta a tierra y climatización.

Todo esto induce acciones a tener en cuenta además de las gravitatorias aplicables.

Esta sobrecarga es la que suele condicionar además del cálculo estructural el diseño del edificio. La tendencia a las celosías, además de sus ventajas en cuanto a ahorro de material, etc., presenta la ventaja de permitir el paso de instalaciones a través de los elementos, sin perder altura o distancias libres.

Se debe evitar el disponer elementos estructurales y luego se colocan las instalaciones simplemente dejando una carga prevista. Esta no ingeniería genera sobrecostos adicionales, provoca interferencias y tiempos de ejecución elevados. Además el acabado es discutible en cuanto a calidad (FIGURA H1).



FIGURA H1. INSTALACIONES NO INTEGRADAS EN FASE DE INGENIERÍA Y PROYECTO

Cada instalación genera unas acciones, que se agrupan en caminos de instalaciones o Racks, tanto en cubierta como por fachada.

El cableado en general solo induce acciones verticales gravitatorias de peso propio, aunque con valores importantes. Como magnitud podemos ver que una bandeja de 600mm llena puede alcanzar los 100kg/ml y pueden ir varias en paralelo.

Otras acciones como aire comprimido no suelen generar acciones más que el peso propio de su tubería. Mención aparte presentan las instalaciones de contra incendios y de climatización.

Todo esto es independiente del tipo de esquema estructural.

INSTALACIÓN DE CLIMATIZACIÓN

La instalación de climatización consta de una serie de tuberías aisladas por la que circula agua a diferente temperatura, en una red que va desde la central térmica (caldera) hasta los diferentes equipos de calor o de frío. Esta tubería pocas veces supera tamaños de 4" por lo que son pesos relativamente bajos pero dispone de un número elevado de tuberías. Estas tuberías, además de su peso propio y el del fluido interior, añaden otras cargas horizontales importantes y que es necesario considerar.

Estas cargas son las debidas a puntos fijos. Los puntos fijos son elementos dilatadores y de cambio de dirección que tienen todas las tuberías y que ejercen un esfuerzo horizontal en la dirección de la tubería (FIGURA H2).

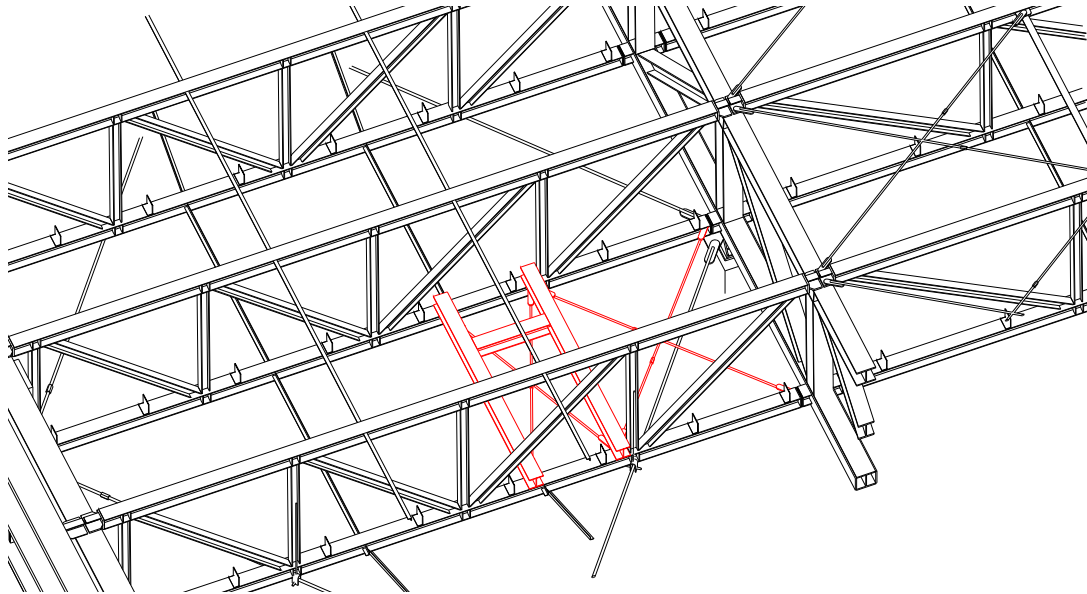


FIGURA H2. ESTRUCTURA DE SUJECCIÓN PARA PUNTO FIJO

El estudio detallado de los esfuerzos debidos a puntos fijos revela que es imprescindible no diseñar las instalaciones de forma independiente de la estructura. Es más, debe tenerse presente a la hora de decidir la posición de tuberías, los codos, los dilatadores, los puntos fijos, etc donde pueden fijarse a la estructura y que esfuerzos son admisibles o no en cada punto. Este diálogo y coordinación entre el diseñador de la estructura y el de la instalación es fundamental.

Inicialmente se deben definir caminos básicos de instalaciones que sirvan para distribuir las instalaciones por toda la superficie del edificio. Para ello lo más lógico desde el punto de vista estructural es utilizar caminos próximos a pilares y no en el centro de los vanos. Así tendremos caminos en el sentido perpendicular al plano del pórtico sobre cada pilar y en sentido paralelo utilizando un vano o varios, diseñando esa estructura para ese rack. A partir de aquí se plantean todas las instalaciones sobre esa serie de caminos de instalaciones, tanto clima como las demás, haciendo la integración por sección de todas ellas. Esta coordinación puede modificar la disposición óptima por capacidad de algún peine.

A partir de éste momento, con las instalaciones integradas en los pasos y caminos definidos en la estructura, se deben comprobar los esfuerzos que éstas transmiten. El inicial es el peso propio, que actúa como una carga por rack. Éste es el más evidente y sale de calcular el peso de cada tubería o bandeja por metro lineal y sacar los pesos de cada rack, apoyo o peine y aplicarlo en la estructura para comprobar su validez o refuerzo necesario.

Sin embargo el cálculo que requiere más recursos son los esfuerzos horizontales. En clima, los esfuerzos horizontales son el resultado de combinar 3 fuerzas: Dilatación, Presión y Rozamiento. La experiencia vista en cientos de proyectos indica que no se evalúan correctamente y que existen serias dudas sobre sus valores correctos. Procederemos a analizar cada una de ellas:

DILATACIÓN:

La dilatación térmica en la tubería se debe a la variación térmica del fluido que alimenta a los aerotermos. Esta variación térmica provoca una dilatación en la tubería (FIGURA H3 Y H4). Para un caso habitual real, en una tubería de 4" a 4,5 bar de presión el resultado es:

DATOS GENERALES		
temperatura de montaje	20,00 °C	
caudal a transportar de fluido	0,025	m ³ /s
DATOS DEL FLUÍDO		
temperatura de operación	75,00 °C	
viscosidad dinámica	3,540E-04	N·s/m ²
viscosidad cinemática	3,640E-07	m ² /s
densidad	971,80	Kg/m ³
presión de funcionamiento	4,50	Kg/cm ²

FIGURA H3. DATOS DE DISEÑO

DATOS DEL MATERIAL		
coef. Dilatación térmica tubería	1,20E-05	°C ⁻¹
rugosidad absoluta tubería	1,50E-03	m
rugosidad relativa de tubería	1,50E-02	
módulo elasticidad tubería	2,10E+05	N/mm ²
variación térmica considerada	55,00	°C
variación teórica de la longitud	22,57	mm
tensión teórica en la sección de tubo	38,60	N/mm ²
fuerza teórica de coacción	3.302,55	Kg
	28,60	KN

FIGURA H4. DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL

Es decir, que la fuerza debido a dilatación es de 23,3 toneladas, por tubería. Este valor tan importante debe eliminarse en el diseño de la instalación y no transmitirlo a la estructura. Para ello se deben utilizar dilatadores o liras. Los dilatadores son equipos que permiten a la tubería dilatar sin que existan fugas, mientras que las liras permiten la dilatación de la tubería en base a que la forma de la tubería en ese punto de la instalación permita ese movimiento axial.

Cabría citar que existe un tipo de dilatador de muelle o resorte, que induce un esfuerzo adicional que es la resistencia que ofrece el fuelle a ser comprimido, pero es un valor sensiblemente bajo, aunque debe considerarse si se usa este modelo

PRESIÓN:

La presión es la fuerza ejercida por el fluido interior sobre las paredes del tubo en todas las direcciones. En el sentido del diámetro de la tubería son las paredes del tubo en sección las que deben soportar esta presión, y en las cabezas, cada tramo de tubo se compensa la presión con la siguiente sección, excepto cuando hay cambio de sentido o giro.

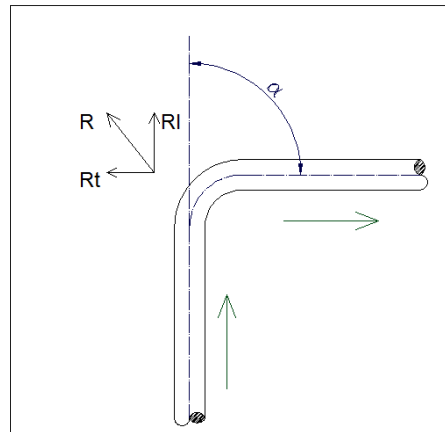


FIGURA H5. REACCION DE PRESIÓN

En un cambio de sentido la componente en cada eje debe ser soportada. Puede contrarrestarse con el codo anterior en esa dirección siempre que la tubería sea continua y resista ese esfuerzo.

Este es un caso típico de tubería soldada. Sin embargo, la existencia de dilatadores u otros elementos intermedios que interrumpan la continuidad de la tubería, implica que la transmisión de fuerzas a través de la tubería no se compensa entre cambios de giro. Esto obliga a considerar las cargas de reacción de cada tubería en el punto fijo.

ROZAMIENTO

La última componente es el rozamiento. Este rozamiento proviene tanto del rozamiento de la guía entre la abrazadera y el patín como del rozamiento del fluido contra el interior de las paredes de la tubería. Depende de la velocidad del fluido, del rozamiento y de la pérdida de carga según la formulación de Darcy-Weisbach :

$$h_{pl} = f \frac{L}{D} \frac{v^2}{2g} = \frac{8fL}{g\pi^2 D^5} Q^2$$

Por ejemplo, para un tubo de 100mm de diámetro, de acero, con un caudal de 25l/sg, con una presión de 4,5bar, la fricción en un tramo de 35m es de 67kg. Para un caudal de 10l/sg, este valor se reduce a 11kg, que es uno o dos órdenes de magnitud menor al de Presión.

Para que funcionen los puntos fijos, la estructura es la que debe resistir la reacción transmitida y todos los esfuerzos de la instalación (FIGURA H6) .

Todas las instalaciones de clima a veces parten de grandes centrales enfriadoras (FIGURA H7) colocadas sobre la cubierta. Esta es una sobrecarga importante ya que son bancadas que pueden soportar 40-50 toneladas en equipos, depósitos y conductos. Su disposición se valora en función de que es lo óptimo para la instalación, para la estructura y para el montaje/mantenimiento.

Desde el punto de vista de la instalación lo ideal es estar en el centro geométrico del edificio, reduciendo longitudes de circuito y por tanto reduciendo pérdidas. Sin embargo, estructuralmente se busca que los apoyos de la celosía sobre la que apoyan estén a ser posible sobre pilares para que no se someta a la cubierta a una carga adicional importante. Aún así esta sobrecarga obliga a redimensionar varios pilares y zapatas.

Pero existe una tercera causa que condiciona el criterio de disposición: grúa necesaria. Es decir, colocación de equipos, modificaciones o mantenimiento, si la bancada se coloca a mucha distancia de la fachada obliga a disponer de una grúa más potente. Por tanto lo recomendable es que esta central no esté sobre la cubierta sino que se disponga en un edificio adosado a un lateral de la nave y que sirva para disponer los centros de las instalaciones (FIGURA H7). En este tipo de edificios se disponen de forma ordenada trafos, enfriadoras, bombas de pci,...

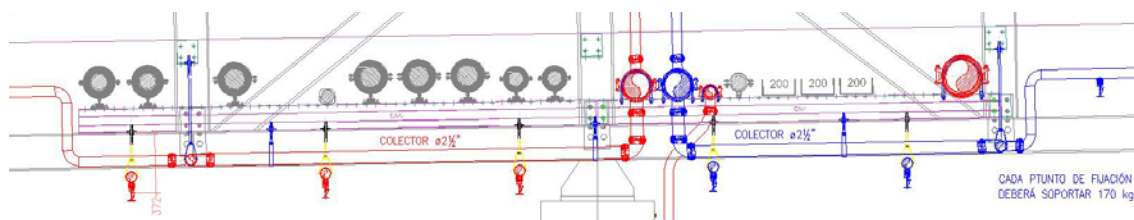


FIGURA H6. RACK Y SUPORTACIÓN DE INSTALACIÓN DE CLIMA



FIGURA H7. CENTRAL DE GENERACION DE CALOR PARA CLIMA SOBRE CUBIERTA

INSTALACIÓN DE CONTRA INCENDIOS

La instalación de contraincendios PCI está presente en el diseño global del edificio ya que además de protección activa la instalación necesita protección pasiva.

Esta instalación esta compuesta habitualmente por un aljibe de acumulación de agua con una serie de bombas a partir de las cuales se genera un circuito de diferentes mallas con colectores generales y ramales secundarios, cuya misión es abastecer de agua con caudal suficiente a los rociadores.

Estos rociadores no sólo están presentes en toda la cubierta sino que además están presentes en los diferentes niveles de estantería y por debajo de las obstrucciones de los Racks de tubería.

Esta malla de tubería genera además de los pesos propios de agua y tubería esfuerzos adicionales debido a puntos de giro, golpes de ariete, variaciones de presión, velocidad del agua y fijaciones antisísmicas. Son valores de carga no despreciables, aplicables a cada tubería, que se concentran evidentemente en Racks de varias tuberías.

Estos Racks suelen ser comunes para otras instalaciones como climatización, que también añaden esfuerzos horizontales, por lo que la suma de ambas instalaciones puede dar puntos de concentración de cargas que necesiten una estructura específica.

Para el diseño de estas estructuras auxiliares (FIGURA H8).se tendrá en cuenta el siguiente párrafo perteneciente a la norma de Factory Mutual de forma habitual:

Para el conjunto de soporte para tubería (barras, varillas, soportes, correas, etc.) y el miembro estructural de apoyo (p.ej. correas, cerchas, vigas o losas), base el soporte en una carga puntual de diseño de al menos dos (2) veces el peso efectivo del tramo de tubería llena de agua, utilizando un factor de seguridad no inferior a 1,0 para el límite elástico, o 1,25 para resistencia límite; en todo caso, asegúrese de que la carga puntual de diseño no sea inferior a 170 kg (375 lb).

Esta indicación literal derivada de esta norma de Factory Mutual indica que la carga a considerar es el doble del peso real total de la tubería (conducto + fluido), con factor de seguridad 1.

Es decir, que si se considera la carga real de la tubería (total) y en la normativa normalmente como sobrecarga se mayor a un 1.5, con este diseño de Factory Mutual se amplía un 33% más esta carga para diseño.

Además, para colectores pequeños la carga de cuelgue puntual no debe ser inferior a 170 kg. Esta carga viene derivada de que soporte a la tubería y puntualmente a una persona (carga accidental).

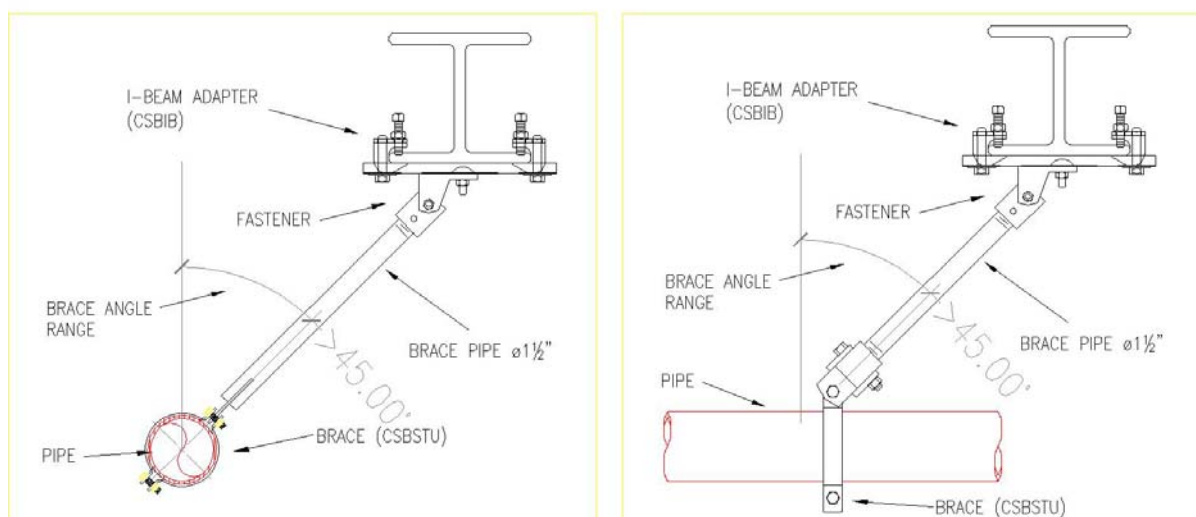


FIGURA H8. SECCIÓN TIPO DE PUNTO FIJO ANTISÍSMICO DE PCI

Existen 2 tipos de Racks en planta de cubierta: Longitudinales y transversales.

Los longitudinales son perpendiculares al pórtico (FIGURA H9). Cruzan la celosía de pórtico (esquema estructural habitual en las vigas de cubierta) apoyadas en las correas en celosía que tienen el mismo canto que las vigas (habitualmente 2m):

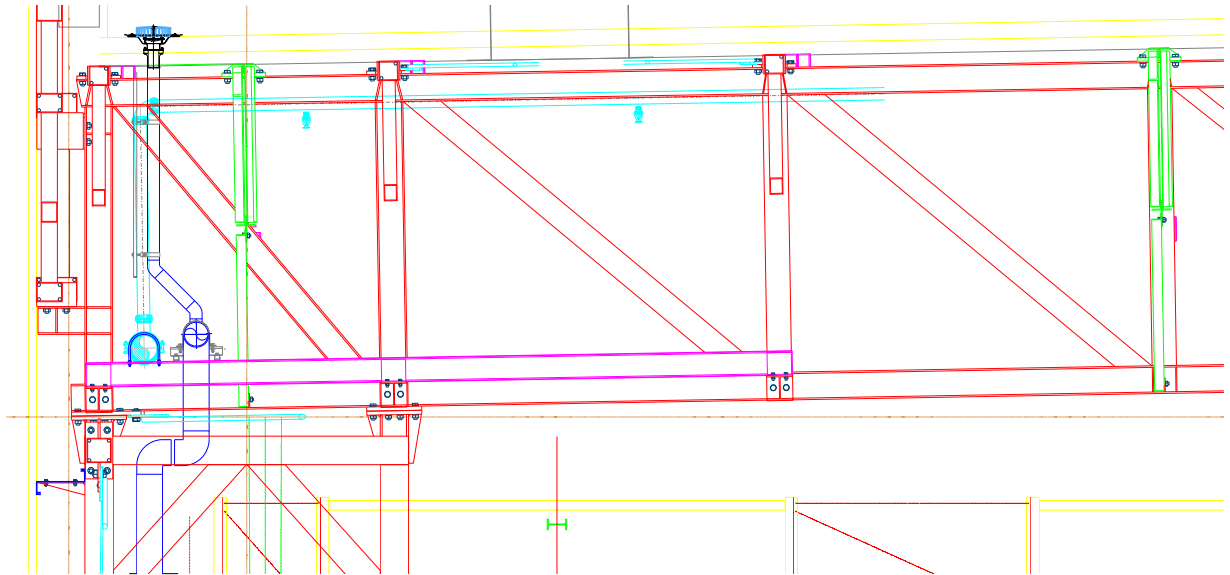


FIGURA H9. RACK LONGITUDINAL

Los Racks transversales (FIGURA H10). cruzan el edificio a lo ancho, paralelos a pórtico soportados por las correas.

En las correas de celosía de 2m de canto la atraviesan mientras que las correas de menos de 1 m de canto quedan por encima del rack, de las cuales se cuelga a modo de portería invertida:

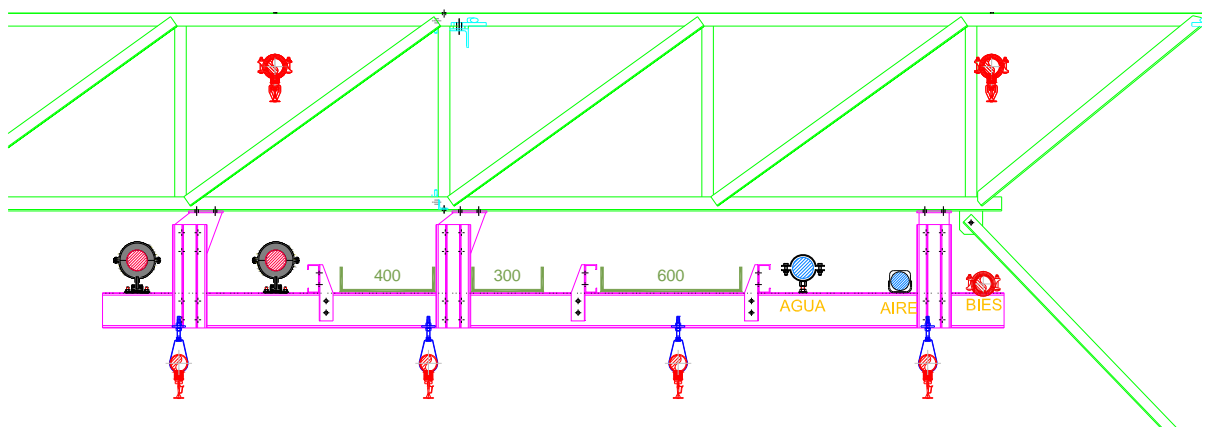


FIGURA H10. ESQUEMAS DE RACKS TRANSVERSALES

Además de la distribución de instalaciones en cubierta utilizando Racks (FIGURA H11). es necesario llevar estas instalaciones desde el suelo, en su entrada al edificio, hasta la cubierta.

Esto se realiza mediante Racks verticales que deben de soportar las acciones gravitatorias y las horizontales transmitidas por las instalaciones.

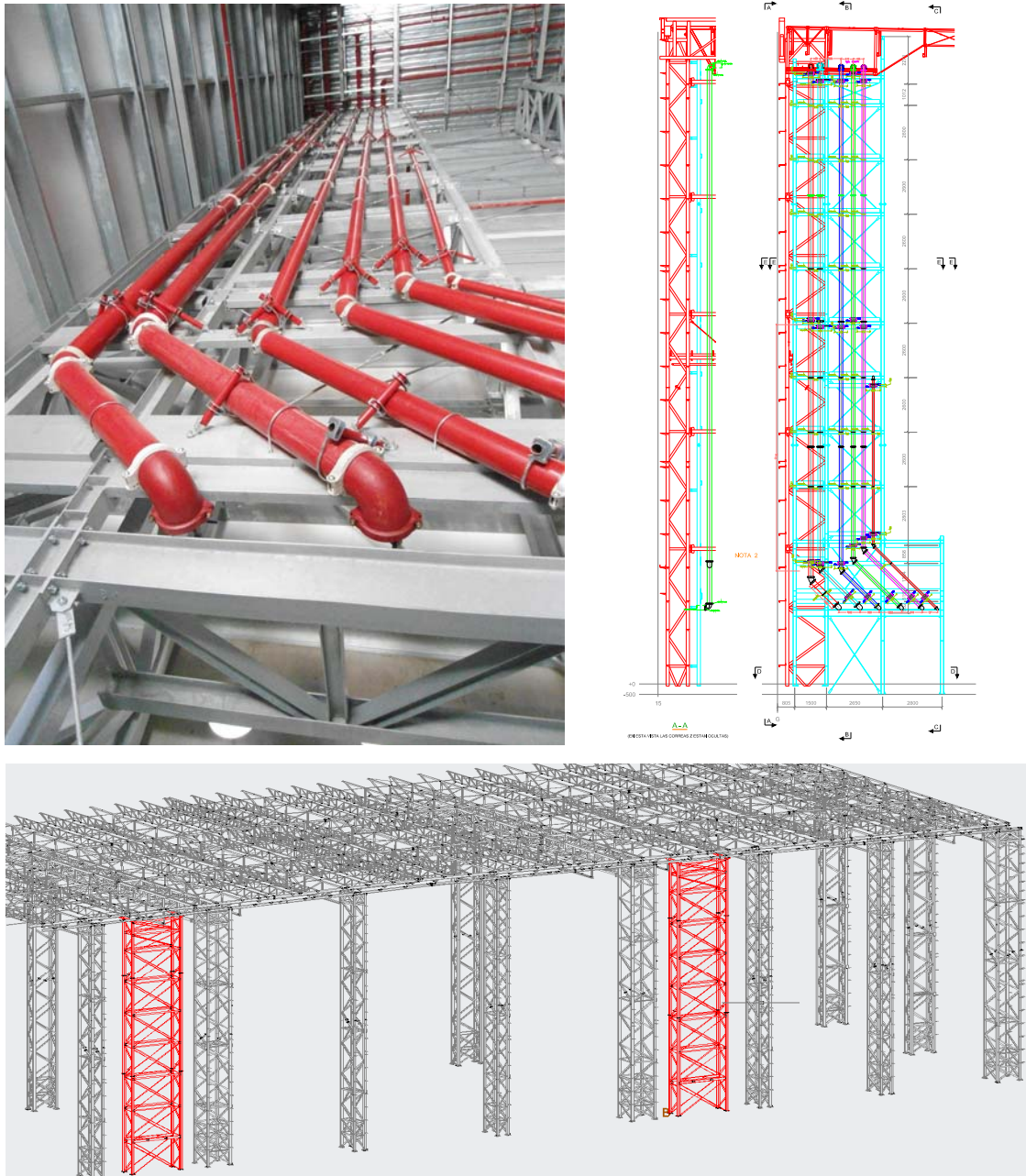


FIGURA H11. SITISMA DE SUPORTACION DE RACKS VERTICALES A CUBIERTA

Se deben prever las instalaciones por fachada a efectos de que tanto por espacio como por cargas estén previstas.

A continuación se exponen varias consideraciones que deben ser tenidas en cuenta en el diseño y ejecución de una instalación de contraincendios:

- No debe preverse una inestabilidad del sistema por restricciones mecánicas debido a que éste se encuentre colgado. El diseño de la suptación es fundamental.
- Los abarcones no deben disponerse invertidos, según indica la norma.
- Los trazados de tuberías en tramos verticales, deben estar soportados mecánicamente, son sólo guía por amarres de abarcones.
- Deben disponerse los puntos fijos reales en la instalación que sean necesarios y que funcionen como tal, no siendo válido estructuras simples colgadas con varillas al techo del edificio.
- El uso de la buena ingeniería, así como las recomendaciones de normativa sugieren que no se debe soportar nunca una tubería con efectos dinámicos sobre elementos secundarios como pueden ser las correas en una nave industrial, debiendo ser soportadas en su correspondiente

Racks de tuberías. (Ver Anexo 2: Capítulo 6 Norma NFPA. Soportes, Arriostramientos y Contención de la tubería del Sistema [12]).

Las cargas horizontales de la instalación de PCI a estructura son básicamente las del fluido (dilatación, presión, cambios de sentido,...) y las debidas al sismo (masa de agua en cubierta). Al ser tubería soldada habitualmente compensa los esfuerzos de presión en toda la instalación y no tiene esfuerzos de dilatación.

.....
AUTOPORTANTE : En estantería autoportante la suportación de las instalaciones es diferente, aplicable también a la estantería convencional. La instalación principal es la de contraincendios y debe coordinarse de forma precisa en la estantería (FIGURA H12). Ésta debe incluir los elementos soportes necesarios para colectores y ramales, calculando su espacio en cada caso e incluyendo las habituales barreras de humos (elementos continuos a tener en cuenta en la modulación bajo los cuales se disponen las redes de rociadores).



FIGURA H12. ESQUEMA DE ESTANTERIA AUTOPORTANTE

CONTROL DE RIESGO DE INCENDIOS EN ALMACENES LOGÍSTICOS

El conjunto de medidas es el que da la protección global al edificio. Esta protección debe estar de acuerdo a la normativa vigente, a las indicaciones de los Bomberos y a las indicaciones de las aseguradoras. En este último caso, existe una normativa, prescrita por Factory Mutual (FM), en la que cumpliéndola se asegura un nivel de protección y aporta una prima de seguro menor.

Los bomberos revisan el proyecto de este tipo de edificios y verifican que cumpla la normativa obligatoria, además de velar por una adecuada disposición de todos los medios.

La normativa vigente fija la protección contra incendios. Básicamente es el Reglamento Contra incendios en Establecimientos Industriales [13] es el que es de aplicación. En él se definen este tipo de edificios habitualmente como cubiertas ligeras (menos de 100 kg/m² de peso propio). En este caso habitualmente son edificios clase C exentos, a más de 3m de otro edificio por lo que habitualmente existe una exigencia en torno a EF30 para la estructura principal únicamente. La estructura secundaria (transmisión de cargas del cerramiento a la estructura principal) no suele llevar protección intumescente adicional.

Al margen de las consideraciones generales sobre almacenamiento, conviene tener en cuenta que los almacenes logísticos poseen características que los diferencian notablemente de los asociados a los centros de producción. De entre todas ellas se destacan, por una parte, las que se consideran más desfavorables y, por otra, las que suponen una ventaja.

Las características que aumentan la peligrosidad de los almacenes logísticos son:

- Gran variedad en la naturaleza de los productos, que además varían constantemente en el tiempo, dependiendo del cliente. Esto dificulta el cálculo de sistemas técnicos de protección, que suelen estar basados en las características térmicas de los materiales almacenados (poder calorífico, inflamabilidad, etc.).
- Posible presencia de sustancias que pueden ser tóxicas, corrosivas o inflamables.
- Cargas de fuego muy elevadas, por las grandes alturas existentes (superiores con frecuencia a 10m) y las grandes superficies destinadas a almacenamiento (que pueden llegar a las decenas de miles de m²).

Desde un punto de vista asegurador, estos grandes volúmenes de almacenamiento significan cúmulos muy elevados, con la complejidad adicional de que se trata de artículos de terceros y que los daños serían no sólo directos, sino también consecuenciales, por pérdida de imagen del operador.

Las ventajas respecto a almacenes convencionales:

- Mejor dimensionamiento: la adecuada gestión logística supone, a la hora de la contratación del servicio, un correcto dimensionamiento previo de las superficies de almacén destinadas a cada cliente. Esto evita las saturaciones ocasionales de otros tipos de almacén, donde se acumula carga en los pasillos, se obstaculizan vías de evacuación, medios de protección, etc.
- Al ser la gestión de almacenamientos el negocio principal de la empresa, se conoce en profundidad dicha actividad, y tanto el diseño de los edificios como las inversiones en seguridad y la formación de los trabajadores se dirige específicamente a la actividad almacén, disminuyendo la posibilidad de ocurrencia de siniestro.

Las causas más comunes de incendio en este tipo de edificios, y las buenas prácticas que deben asociarse para contrarrestar las mismas son:

- Consumo de tabaco: en ocasiones se produce la inobservancia de la prohibición de fumar, sobre todo en sitios donde, aparentemente, el riesgo es menor (muelles de carga o exterior del edificio, junto a los cerramientos). La prohibición debe estar perfectamente señalizada, con lugares específicos autorizados y acondicionados para fumar (colocación de ceniceros, ausencia de carga de fuego en las cercanías, señalización). No solo los trabajadores propios, sino los de empresas terceras deben ser informados.
- Mantenimiento: a pesar de que el proceso de almacenamiento y manejo de cargas, en sí mismo, no reviste especial peligrosidad, conviene cuidar tanto del buen estado de las instalaciones eléctricas como de la maquinaria empleada, a través de un buen programa de mantenimiento.
- Orden y limpieza. En zonas donde tiene lugar embalaje y desembalaje, clasificación, etc. debe evitarse la concentración de materiales combustibles. También entran dentro de este apartado la correcta ubicación de productos de especial específicas, sectorizadas del resto de áreas.
- Es necesario revisar, periódicamente, que no se produce apilamiento cerca de calefactores, luminarias y aparatos o cuadros eléctricos.
- Corte y soldadura: a pesar del gran número de siniestros producidos por esta causa, aún no se encuentra extendido el uso de permisos de trabajo en caliente. Las precauciones necesarias durante estos trabajos consisten en retirar todos los materiales combustibles de la zona afectada o cubrirla con una capa que retarde el fuego y ubicar extintores portátiles o mangueras pequeñas en la zona, antes de efectuar estas tareas. Durante la operación y durante al menos treinta minutos después de que ésta finalice, deberá estar presente alguien que se encargue de que no se produzca ningún incendio.
- Carretillas elevadoras industriales: muchos de los incendios con grandes pérdidas han sido provocados por equipos de elevación. Si las carretillas son de motor diesel, el peligro aparece a la hora de repostar combustible, durante su mantenimiento y almacenaje, cuando no están siendo utilizadas. Todas las operaciones para repostar combustible deberán realizarse fuera del edificio, y el combustible debe almacenarse y utilizarse de forma adecuada. En cuanto a las carretillas con motor eléctrico, las

zonas utilizadas para el mantenimiento y recarga de baterías deberán estar separadas de las zonas de almacenamiento.

- Caída de rayos: los grandes almacenamientos deben ir dotados de pararrayos, independientemente de la densidad de caída de rayos de la zona geográfica donde se ubique.

- Es desaconsejable la ubicación de almacenes muy por debajo de rasante por dificultarse la lucha contra el incendio (visibilidad, accesibilidad, evacuación de humos y calor, etc.).

Debido a la gran carga de fuego existente en los almacenes y a la naturaleza inflamable de muchos artículos, los incendios en este tipo de edificios, si no pueden ser controlados en su fase inicial, tienden a ser muy severos. Por otra parte, debe considerarse no sólo la destrucción debida al fuego, sino también la debida a humo (medicinas, alimentos), corrosión, agua de extinción y colapso de estructuras.

Así pues, las medidas de protección deben ir dirigidas a detectar y extinguir el incendio en su fase de conato o, si esto no es posible, contener el mismo en un área limitada, mediante una adecuada sectorización.

Conviene señalar que, a partir de la entrada en vigor del nuevo Reglamento de Seguridad Contra Incendios en Establecimientos Industriales (en adelante RSCIEI), hay una serie de requisitos que son obligatorios para los almacenes, bastante restrictivos y que se resumirán en la sección siguiente. Así pues, las medidas relacionadas a continuación, en aquellos puntos que no superen la normativa, son las recomendables. Esto afecta en cuanto a instalaciones activas porque en cuanto a medidas pasivas, la estantería autoportante es un equipamiento, no una construcción, por lo que no le son de aplicación.

En cuanto a las medidas de protección pasiva:

- Estabilidad al fuego de la estructura: el mínimo valor recomendable, en el caso de que existan rociadores es EF-30, para asegurar la total evacuación del personal. Si el edificio no dispone de rociadores, existe detección y hay bomberos en la proximidad, puede aceptarse EF-90. En cualquier caso, la estructura metálica sin proteger no alcanza estos valores, siendo preferible el empleo de estructura portante de hormigón.

- Ausencia de paramentos o cubiertas a base de paneles sándwich con alma combustible. Esto es debido al mal comportamiento que han demostrado en caso de incendio, pudiendo incrementar la superficie afectada, por avance de la combustión por el interior del material, hasta el punto de inutilizar el sistema de rociadores (diseñado para menores superficies).

En cuanto a las medidas de protección activa:

- Detección automática: para dar la posibilidad de luchar contra el fuego desde los primeros momentos, este sistema se considera imprescindible, con conexión a central externa de alarmas.

- Medios manuales de protección: extintores, BIEs de 45 mm e hidrantes, con las características recogidas en el RSCIEI. La mayor dificultad de manejo de las BIEs de 45 mm no justifica la colocación de dispositivos de 25 mm, de mucho menor caudal; dicho inconveniente se resuelve mediante el entrenamiento del personal dentro de los planes de emergencia.

- Medios de extinción automática: la mejor manera de evitar la propagación del incendio en almacenes es la instalación de rociadores con niveles intermedios, aunque también pueden aceptarse los de gota gorda o los de respuesta rápida, también conocidos como ESFR (Early Suppression-Fast Response).

- Mantenimiento de los medios de protección contra incendios: en ocasiones las inversiones realizadas en materia de seguridad se malogran por un mantenimiento inadecuado. El mejor modo de evitar que se dé esta circunstancia es que el propio personal de mantenimiento de la planta conozca y se involucre en las operaciones de mantenimiento de los dispositivos PCI, pues si bien hay una serie de operaciones que debe efectuarlas una empresa mantenedora autorizada, existen muchas otras, de menor complejidad pero no por ello menos importantes, que pueden y deben ser realizadas por el personal propio.

Un segundo aspecto a tener en cuenta es que el RSCIEI, en su disposición transitoria, amplía el ámbito de aplicación a los establecimientos ya existentes que cambien o modifiquen su actividad, se trasladen, se amplíen o reformen, en la parte afectada por la ampliación o reforma. Es decir, el alquiler de una nave preexistente para iniciar una actividad de este tipo, si el edificio no posee niveles de protección adecuados, puede suponer una situación de incumplimiento de la normativa.

Con las premisas anteriores, considerando además edificios separados al menos tres metros de cualquier otro edificio, y con almacenamiento únicamente sobre rasante, un almacén logístico, tratado desde la óptica reglamentaria deberá cumplir en cuanto a Protección pasiva:

- Estructura portante principal: EF-30
- Estructura de la cubierta ligera: EF-30
- Máximo sector de incendios: 2.000 m², con RF-30 (resistente al fuego 30 minutos).
- Reacción al fuego de los materiales empleados en la construcción: como máximo pueden emplearse materiales M2 (difícilmente inflamables) en revestimientos de suelos, paredes y techos, y M1 (combustibles no inflamables) en aislamientos térmicos y acústicos, conductos de A/A o ventilación .
- Recorrido máximo de evacuación: 25 metros.
- Ventilación de humos: a razón de 0,5 m² de superficie de ventilación por cada 150 m² de superficie construida en planta (o fracción).

En cuanto a la Protección activa es igual en ambos casos.

Incluso cuando el contexto general de la legislación de seguridad ante incendios es idéntico en toda Europa, existen apreciables diferencias nacionales. Por ejemplo, a una nave industrial de planta única, con un tamaño de compartimiento de 50 por 100 m, en los Países Bajos no se le requiere de ninguna resistencia al fuego adicional, mientras que en Francia es de 30 minutos en algunos casos y de hasta 90 minutos en Italia.

Un problema importante desde el punto de vista de la seguridad contra incendios es su razón fundamental (evacuar personas). Por ello, en plataformas con grandes distancias en todas las direcciones la solución de hacer túneles presurizados con entradas repartidas en el interior del edificio repercute en una reducción de los recorridos (FIGURA H13, H14 y H15). Además en cada salida, además de dejar la de cota cero, se dejan dentro de un elemento con paredes y escaleras prefabricadas las distintas salidas según los niveles de entreplanta.



FIGURA H13. NUCLEO DE ESCALERAS PARA EVACUACIÓN POR TUNEL PRESURIZADO



FIGURA H14. TUNELES EN FASE DE EJECUCIÓN



FIGURA H15. DISPOSICIÓN DE LOS NUCLEOS DE EVACUACIÓN

AUTOPORTANTE : En el caso de las estanterías autoportantes el diseño del edificio en caso de incendio si es sensiblemente diferente. Esto es así ya que en el caso de un edificio que engloba una estantería, el edificio debe cumplir el Reglamento contra incendios en establecimientos industriales y el CTE (según le sea de aplicación), mientras que la estantería es un equipamiento interior que no lleva protección pasiva. Sin embargo en un autoportante, todo el conjunto es un equipamiento por lo que no existe protección contraincendios de la estructura al no existírsele ningún tipo de EF (Estabilidad a Fuego).

Económicamente esto es una ventaja de coste de ejecución para el autoportante. Desde el punto de vista de la seguridad es un inconveniente el no tener resistencia estructural en caso de incendio (o de muy pocos minutos). Además de las protecciones activas las pasivas aportan y complementan la seguridad en caso de incendio.

La normativa actual en edificación está enfocada a evitar el daño a las personas. Pero en edificios de este tipo debe ir más allá por el componente económico y de lucro cesante que tiene, es decir:

- económico porque son instalaciones costosas, tanto por la envolvente (estructura y cerramientos) como por el equipamiento de automatización (normalmente decenas de millones de euros) como por el contenido (varios millones de euros). Con estructura autoportante de perfiles conformados de secciones de espesor bajo (1-4mm), en caso de incendio, si la temperatura de los perfiles sube porque las medidas activas no funcionan perfectamente, en muy pocos minutos, incluso segundos, puede colapsar. Además, con el fallo de una pequeña parte puede hacer colapsar muy rápidamente todo el edificio.
- Lucro cesante porque estos edificios son la base de los centros logísticos. Si por un incendio se destruye un edificio de este tipo el impacto global sobre la compañía sería de una repercusión

muy importante. Por ello, aunque están automatizados y salvo mantenimiento no tienen personas en su interior, debe tenerse en cuenta este apartado para proteger al máximo este elemento básico.

DISPOSICION DE ALGIBE, BOMBAS, HIDRANTES Y OTROS EDIFICIOS.

Existen instalaciones que deben configurarse de forma idónea para si mismas pero que deben posicionarse de tal forma que no condicionen el uso logístico. Así los transformadores deben situarse lo más próximo a los puntos de consumo. Suelen posicionarse en un pequeño edificio adosado al testero en el que se sitúa la cabecera. Este edificio exterior se plantea normalmente en prefabricado de hormigón, tanto el cerramiento como la estructura, debido a la carga de fuego.

Las bombas del sistema de PCI se adosan en uno o varios pequeños edificios, a veces incluso abiertos, a partir de los que se coloca un rack interior de subida de PCI a cubierta para trasladar los colectores de cota suelo a cota techo, donde se realiza la distribución a los distintos ramales. Este edificio adosado incluye las bombas en su interior y se integra visualmente en el edificio.

Los hidrantes se colocan en las esquinas del edificio pero separados al menos 10m para garantizar que en caso de uso los bomberos puedan utilizarlo.

El aljibe, del que parten los colectores hasta el bombeo de PCI, se suele situar en una esquina de la parcela con poco aprovechamiento.

Los edificios de control, vestuarios y comedores, suelen ser edificios específicos e independientes que dan servicio a toda la plataforma logística.

APROVECHAMIENTO SOLAR

Debe estudiarse en cada caso evidentemente. Este tipo de edificios presenta unas grandes superficies de cubiertas planas, prácticamente sin obstáculos. Estas grandes superficies son susceptibles de un aprovechamiento solar de una forma clara y sencilla. En este caso es preciso tener en cuenta la influencia de una instalación de placas solares en cubierta, tanto por el peso propio adicional (inversores incluidos) como por la sobrecarga de viento adicional debido al aumento de la superficie de frente de viento.

La instalación de todo este equipamiento debe estar prevista a nivel de impermeabilización y fijación (FIGURA H16). El apoyo de la fijación en cubierta se recomienda que no se haga directamente en la cubierta ya que va a generar puntos de acumulación de suciedad. Existen sistemas que se montan sobre perfiles carril que a su vez se montan sobre enanos que se apoyan sobre la estructura con detalles constructivos diseñados para la impermeabilización.



FIGURA H16. SOPORTES EN CUBIERTA PARA ESTRUCTURA DE PANELES SOLARES

ILUMINACION INTERIOR

Los requisitos para el alumbrado dependen directamente del tipo de uso del edificio.

El concepto y la disposición de aberturas para proporcionar luz natural permiten una diversificación de posibilidades en el diseño arquitectónico. Las claraboyas y lucernarios en cubierta son comúnmente empleadas junto con lucernarios dispuestos en bandas longitudinales en fachada. Las aberturas para la iluminación natural también pueden servir para la eficaz evacuación del humo y del calor en caso de incendio.

Sin embargo en edificios con estantería automatizada, estos elementos constituyen zonas de pérdidas de calor o en clima cálido aumento de temperaturas considerables por la entrada de luz del sol. Diseñar adecuadamente la iluminación natural puede ofrecer un impacto significativo en la reducción de las emisiones de CO₂ del edificio. Sin embargo, demasiada iluminación natural puede resultar excesiva en verano, tendiendo al sobrecalentamiento, e incrementar la pérdida de calor en invierno a través del cerramiento.

La decisión de la utilización de iluminación natural en un edificio y el tipo de iluminación escogida tiene implicaciones importantes en el diseño global del edificio. Habitualmente se elige en edificios muy automatizados utilizar iluminación artificial, manteniendo al máximo la envolvente del edificio. Para ello se utiliza iluminación de máxima eficiencia energética como halógenos metálicos o LED, a base de proyectores situados en cubierta y alineados con las zonas en que no hay estantería.

NECESIDADES DEL MANTENIMIENTO DE LAS INSTALACIONES.

El mantenimiento de las instalaciones como característica a tener en cuenta en el diseño del edificio, debe considerarse en todas las partes de la instalación. Esta característica debe tenerse en cuenta a nivel instalaciones pero a nivel estructural y de disposición.

En primer lugar, existen edificios donde se disponen bancadas de máquinas en el centro geométrico del edificio, sobre la cubierta, a modo de reducir las pérdidas de carga en tuberías reduciendo distancias. Este diseño sin embargo genera unos sobrecosques y dificultades de mantenimiento y de diseño estructural importantes debido a que el peso que se introduce en el centro del edificio genera sobreesfuerzos muy importantes que aumentan el peso de la estructura.

Además conlleva que el acceder a dicha bancada va a necesitar el uso de grandes grúas muy costosas y poco disponibles, necesarias tanto por el peso de algunos equipos como sobre todo por la distancia a la que debe posicionarse la grúa. Lo recomendable es disponer estos edificios de instalaciones adosado a la fachada del edificio para minimizar longitudes de caminos de instalaciones. Sin embargo esto repercute beneficiosamente en facilidad y costes muy reducidos de mantenimiento.

Existen agrupaciones de conducciones con soportes comunes denominados racks que deben realizarse con apoyos de tal forma que sea posible colocar una tubería desmontando un apoyo de cada dos de forma que sea posible sustituir o montar tubería con un simple apoyo para posteriormente colocar el soporte después de colocar la tubería.

En cuanto a los caminos de instalaciones, deben estar planteados con todas las instalaciones en paralelo, evitando siempre el hacer varios niveles en instalaciones lo que implicaría el tener que desmontar niveles inferiores para acceder a las superiores.

En cuanto al diseño de los Racks verticales deben preverse de forma que la estructura quede siempre del lado contrario al que se hará el acceso a las tuberías.

I. CONTROL DE CALIDAD

EL CONTROL DE CALIDAD EN TODO EL PROYECTO

Todo el control de ejecución de este tipo de obra es específico, tanto por tamaño como por singularidad estructural como por el momento en que debe de hacerse debido al solapamiento de trabajos.

Y debe entenderse el control de calidad en todas las fases del proyecto. El enfoque es global y en cada proceso debe estar planteada, claramente definida, controlarse de forma interna y externa, analizarse y actuar en función de los resultados.

Por tanto el control de calidad se inicia en la fase de ingeniería, definiendo los controles que deben realizarse a lo largo de la obra en función del diseño realizado. Pero además el control de calidad debe realizarse a la propia ingeniería, es decir, debe validarse a lo largo de todo el proyecto que el desarrollo del proyecto cumple la normativa y las especificaciones requeridas. Y esto afecta sobre todo a determinados elementos claves como pueden ser los de seguridad: control de diseño de cimentación, estructura primaria y secundaria, y dimensionamiento de instalaciones.

Es conveniente que cada parte de la obra esté comprobada por dos técnicos diferentes no relacionados entre sí, bien sea de una ingeniería diferente de la diseñó el proyecto o bien sea cada contratista con su propia ingeniería según se involucra en el proyecto.

Este segundo caso cobra cada vez más protagonismo habida cuenta de que se obliga a participar al contratista en el diseño por lo que se introduce en la cadena a un especialista en cada área.

En cuanto al plan de control en obra puede decirse que existen planes standard basados en la normativa de aplicación obligatoria en cada proyecto (más las especificaciones adicionales exigidas por el promotor

PLAN DE CONTROL ESPECÍFICO EN ESTRUCTURA

El Programa de Control de Calidad para la fabricación y tratamiento superficial correspondiente a la fase de estructura metálica debe estar definido desde el inicio y está directamente relacionado con el diseño.

En éste se establecen los controles mínimos exigidos a los proveedores en las diferentes fases de fabricación de manera que se asegure la calidad final del producto en base a los criterios establecidos por la ingeniería de diseño.

El programa se elabora teniendo en cuenta la siguiente normativa aplicable:

- CTE (Código Técnico de la Edificación).
- EAE
- Eurocódigo 3
- Normas UNE

Los diversos procedimientos de control en cada área deben especificar el alcance, la forma y el registro de los mismos:

1. Recepción de materiales

El procedimiento a llevar a cabo en la recepción de materiales se realizará mediante una **inspección visual y un control documental** cuyo alcance será del **100 %**. Este control se realizará para todos los elementos recepcionados, tanto en taller, para la elaboración de un conjunto o proceso intermedio, como en obra, comprobándose que la documentación aportada mediante albarán y/o certificados o especificaciones de calidad se corresponden con las especificaciones indicadas con lo solicitado en el pedido correspondiente.

2. Prefabricación. Preparación y Armado

En el proceso de corte y taladrado se realizará un muestreo por lotes de fabricación de cada tipo de pieza, tanto visual como dimensionalmente. Se comprobará que las dimensiones y formas de las piezas estén según el plano de fabricación y que las tolerancias estén dentro de los valores recogidos en las Especificaciones Técnicas.

En el proceso de armado se realizará una medición del 100% de las cotas de la primera pieza de cada tipo fabricada (si se realiza el armado con plantilla), así como una inspección visual del 100% de todas las piezas (registro mínimo del 15%), donde se verificará la correcta colocación de cada elemento de acuerdo a los planos de taller comprobando así que se cumplen las Especificaciones Técnicas. El registro de la medición realizada se efectuará mediante la anotación de la medida efectuada en el plano correspondiente entre paréntesis

En el caso en el que no se utilice plantilla, se realizará la medición del 100% de las cotas y del 100% de las piezas. El registro mínimo de las mediciones será del 15% de los conjuntos elaborados.

La máxima tolerancia permitida en la rectitud o geometría en general de los diferentes elementos, viene reflejada en las tablas de tolerancia, elaboradas en base al CTE, EAE y al Eurocódigo 3 y que se recogen en las Especificaciones Técnicas.

3. Acabado superficial.

Granallado

La estructura metálica que esté sometida a un proceso de pintado, previamente se le realizará un granallado de la estructura mediante un chorreo Sa 2½. La inspección en este proceso consistirá en un análisis visual del 100% de la superficie tratada comprobando la ausencia de defectos o de zonas con polvo, aceites y grasas. Al inicio de la línea el chorreado mediante granalla de acero garantiza una limpieza total de las piezas previa a las operaciones de pintura. Todos los restos de polvo, suciedad, aceite, óxido, cascarilla, etc... deben ser eliminados por completo, dejando la superficie con el aspecto metálico característico del acero. El grado de limpieza estándar es Sa 2½, pudiendo conseguirse hasta un grado Sa 3 (FIGURA I1).



FIGURA I1. GRANALLADO

Acabado superficial. Imprimación

Una vez realizado el granallado de la estructura, se procederá a la aplicación de una capa de pintura de imprimación, con un espesor mínimo de película seca habitualmente de 40 micras. Esta capa de imprimación deberá de ser apta para un posterior tratamiento con pintura intumescente.

Se realizará una inspección visual del total de los conjuntos tratados evitando excesos y zonas de falta de pintura. El control dimensional a realizar consistirá en la medición del espesor de la película seca con cinco lecturas dobles en puntos diferentes del conjunto de manera que se asegure el espesor mínimo establecido en el pedido. Como reflejo documental se realizará un **registro mínimo del 20%** del total de los conjuntos a los que se haya realizado este tratamiento y se proporcionará

las fichas técnicas y de calidad de la pintura utilizada. A la hora de expedir el material a obra se deberán tener en cuenta:

- Todo el material deberá estar correctamente identificado (Marcas con soldadura).
- Se evitará andar sobre el material pintado para evitar marcas
- Se protegerá el material correctamente durante el transporte que eviten daño en pintura, aparición de óxidos, etc.

Acabado superficial. Pintura intumescente

A la estructura metálica principal de celosías de formación de pórticos, una vez granallada e imprimada, se le aplicará una pintura intumescente con el espesor necesario según la masividad del perfil para alcanzar una Estabilidad a Fuego necesaria con la posterior aplicación de una capa de esmalte de gran resistencia anticorrosiva e Ignífugo M-1 s/ UNE 23727. Se realizará una inspección visual del total de los conjuntos tratados.

El control dimensional a realizar consistirá en la medición del espesor de la película seca con cinco lecturas dobles en puntos diferentes del conjunto. Como reflejo documental se realizará un registro mínimo del 20% del total de los conjuntos a los que se haya realizado este tratamiento.

Acabado superficial. Galvanizado

La estructura metálica de correas de cubierta, elementos secundarios de cubierta y fachadas se someterá a un proceso de galvanización en caliente por inmersión en zinc fundido. El proceso se hará de acuerdo a la norma UNE EN ISO 1461: Recubrimientos galvanizados en caliente sobre productos acabados de hierro y acero. Especificaciones y métodos de ensayo.

El proceso de galvanización se llevará a cabo en una instalación especializada homologada por el Ministerio de Industria y Energía con un sistema de aseguramiento de la calidad conforme con la norma UNE-EN ISO 9000:2000. La galvanizadora, emitirá los correspondientes certificados de calidad según norma, donde se reflejara la marca de la pieza y el espesor medio de recubrimiento así como el aspecto superficial. El alcance de este control será del 20% de conjuntos galvanizados. Estos certificados se incluirán en el dossier final de Calidad.

4. Control uniones atornilladas

Este procedimiento indica la sistemática de planificación, realización y registro del control y comprobación de las uniones atornilladas realizadas en obra. El alcance del procedimiento abarca las obras realizadas mediante estructura atornillada y que por requerimientos particulares no disponga de procedimiento de control específico.

Para el desarrollo del presente procedimiento se diferencia entre “Uniones de Estructura Principal” y “Uniones de Estructura Secundaria” atendiendo a la clasificación de la estructura. En las Uniones de Estructura Principal cabe una segunda clasificación, Uniones atornilladas realizadas en el suelo y uniones atornilladas realizadas en elementos ya izados. Para las Uniones de Estructura Principal se comprobará lo siguiente:

- Al menos el 80 % de los Nudos realizados en elementos izados.
- Al menos el 20 % del resto de los Nudos.

De cada nudo comprobado se realizará la comprobación al menos en el 80 % de los tornillos que componen esa unión. Para las Uniones de Estructura Secundaria o elementos complementarios se realizará inspección visual no siendo necesaria, por las características de estas uniones, comprobación del par de apriete o torsor.

La comprobación del Par de Apriete o Torsor se realizará según CT 10.4.5 según el método de control del par torsor, para lo que se usará una llave dinamométrica ajustada al par mínimo requerido para alcanzar el pretensado mínimo requerido según las características del tornillo y especificado en los planos de montaje correspondientes. La comprobación se realizará según el Plan de avance prefijado al inicio de la obra y/o terminación de fases o partidas.

5. programa de puntos de inspección recomendable (p.p.i.) (FIGURA I2)

Punto	Inspección / Prueba	Procedimiento o Especificación	Criterio Aceptación	Alcance	Puntos de Intervención			
					FABRICANTE	CONTROL		
1. DOCUMENTACIÓN	1.1	Planos generales / Modelo	CTE SE-A art. 12.2	Confirmación de pedido/ Contrato	Antes de Ingeniería de Diseño	R		
	1.2	Planos de Taller	CTE SE-A art. 12.2	Capacidad de fabricación	Antes de empezar a fabricar	R		
	1.3	Revisión de la cualificación de Soldadura y soldadores (PQR, WPS, WPQ)	EN 287 EN ISO 15607 CTE SE-A art. 10.3.2	EN 287 EN ISO 15607 EN ISO 15614	Antes de empezar el soldeo	R		
	1.4	Revisión de certificados de materiales	EN 10204 CTE SE-A art. 10.8.1	EN 10204 3.1B	Antes de empezar a fabricar	R		
	1.5	Revisión documentación operadores	EN 473	EN 473	Antes de iniciar la inspección	R		
2. FABRICACIÓN	2.1	Inspección en recepción de materiales y preparación	EN 10025 Eurocódigo 3 art.7.4	EN 10025 Eurocódigo 3 art. 7.4	Antes de recepcionar los materiales	PE		
	2.2	Control dimensional e inspección visual de conjunto armado	CTE SE-A art. 10.8.2 Eurocódigo 3 art.7.7.4	CTE SE-A art. 11.1 Especificaciones Técnicas A.E.I.	Inspección visual: 100% Registro mínimo 15 %	IR		
	2.3	Inspección de soldaduras	CTE SE-A art. 10.3.3 EN-ISO 6520-1 UNE EN 970 UNE-EN 1714	CTE SE-A art. 10.8.4.1 Eurocódigo 3 ENV 1090 12.4.2 UNE-EN-ISO 5817 (nivel de criterio C) UNE-EN 1712 (nivel 3)	Inspección visual: 100% Registro mínimo 15% Líquidos penetrantes: 10 % de las soldaduras con registro. Ultrasonidos: 100 % topes para espesores ≥ 10 mm.	IR		
	2.4	Control de identificación de elementos (marcas)	CTE SE-A art. 10.1.1	Marcado permanente, válido para identificación en montaje	100%	R		
3. GALVANIZACIÓN	3.1	Inspección visual de recubrimiento	UNE EN ISO 1461/99	Libre de ampollas, zonas desnudas y gotas punzantes	Registro mínimo 20%	IR		
	3.2	Control Espesor mínimo de recubrimiento	UNE EN ISO 1461/99	UNE EN ISO 1461/99	Registro mínimo 20%	IR		
4. REVISIÓN FINAL Y ENTREGA	4.1	Inspección final de los elementos a entregar y autorización de envío	S/Albaran	Conforme a pedido	100%	IR		
	4.2	Emisión del Dossier de Calidad	información generada en dossier final			IR		

R – Punto de Revisión

IR – Punto de Revisión con Informe

PE – Punto de espera

FIGURA I12. TABLA PPI

6. Documentación final del plan de control

Como dossier final de verificación deberán resumirse todos los controles en un documento que recoja toda la información:

0.- PLAN DE CONTROL DE CALIDAD

1.- CONTROL DE FABRICACIÓN

1.1.- CERTIFICADOS DE MATERIALES

1.1.1.- ESTRUCTURA PRINCIPAL

1.1.2.- ESTRUCTURA SECUNDARIA

1.1.3.- CUBIERTA

1.1.4.- CERRAMIENTO FACHADA

1.1.5.- TORNILLERÍA

1.1.6.- CONSUMIBLES

1.1.7.- CERTIFICADOS DE GALVANIZADO

1.1.8.- LINEA DE VIDA

1.2.- INSPECCIONES

1.2.1.- CONTROL DIMENSIONAL

1.2.2.- PPI

1.2.3.- ENSAYOS NO DESTRUCTIVOS (CONTROL EXTERNO)

1.3.- HOMOLOGACIONES DE SOLDADURA

1.3.1.- HOMOLOGACIÓN DE PROCEDIMIENTO

1.3.2.- HOMOLOGACIÓN DE SOLDADOR

2.- CONTROL DE MONTAJE

2.1.- CONTROL DE UNIONES ATORNILLADAS

2.2.- CONTROL DE CUBIERTA

2.3.- CONTROL DE CERRAMIENTO DE FACHADA

COMPARATIVA DE CAPITULO ENTRE EDIFICIO Y AUTOPORTANTE

El control de calidad que tiene cada tipología es totalmente diferente, tanto en tolerancias, como en normativa, desplomes, alineaciones,... Al edificio se le aplica normativa de estructura metálica (CTE, EAE, EC,...) mientras que al autoportante se le aplica la normativa de estantería (FEM).

J. PLANIFICACION DEL MONTAJE

PLANIFICACION

La planificación y ejecución completa hasta puesta en marcha de un edificio logístico abarca periodos muy amplios generalmente superiores a un año. En fase de diseño y de ejecución debe preverse la forma de ejecución solapada al máximo posible, con detalles constructivos y diseños capaces de adaptarse al cronograma de trabajos. Es habitual el tener que solapar fases de cimentación en una zona con montaje de estructura en otra, instalaciones, cerramiento, solera,... incluso el equipamiento inicial, teniendo en cuenta tiempos de montaje, de fraguado de hormigón, etc...

En otros tiempos era habitual, y en algunas obras aún lo es, el que primero se realiza la cimentación, luego se monta la estructura, cuando se finaliza ésta se monta el cerramiento, al acabar se hace la solera, y a partir de este momento entran los instaladores. Hoy en día el solape de tareas es necesario para acortar tiempos y se puede hacer en todas las partes:

- El primer solape de tareas se inicia antes de llegar a la obra. En fase de proyecto terminado, tanto a nivel de ingeniería básica como de ingeniería de detalle se solapa la ejecución de la cimentación (y la mejora del terreno si es necesaria) con la fabricación de la estructura. El hito temporal común es que esté fabricado en torno al 30% de la estructura del edificio para iniciar su montaje y este momento debe coincidir con 2 semanas después de finalizar la primera fase de cimentación. Esas 2 semanas son necesarias para el fraguado y curado del hormigón antes de colocar los pilares. En función del tipo de hormigón y sus aditivos este tiempo puede variar. En el inicio de montaje de estructura, si la velocidad de ejecución de cimentación es igual o superior a la de avance de montaje estructural, debe estar disponible una superficie igual o superior a 2 o 3 vanos más una distancia equivalente a 1.2 veces la altura máxima del edificio. Esta zona debe estar con la cimentación terminada y con la zorra hasta cara inferior de solera dispuesta y compactada con el fin de tener una zona de montaje horizontal, firme y libre (sin vigas de atado, esquinas de zapatas, etc.). Exige una distribución del espacio disponible de tal forma que no sea necesario mover las piezas a medida que avanza el montaje, dejándolas en una posición tal que sea posible, sin mover la posición de la grúa, cogerlas y elevarlas. Por tanto la distribución de cada elemento próxima a su posición de elevación implica una distribución en superficie organizada.
- A partir de este punto se inicia el montaje de la estructura (FIGURA J1). Esta fase avanza junto con la cimentación, manteniendo la zona de seguridad que debe existir entre tajos.



FIGURA J1. INICIO MONTAJE ESTRUCTURAL

El inicio del montaje es una de las fases críticas. En este momento existen varios factores que se comentan en varias partes de este documento, que influyen de forma determinante. Como se puede apreciar, el que los pilares sean autoestables sin atados a pandeo simplifica la maniobra de forma

determinante. Este es el momento en que se necesitan más grúas simultáneamente, haciendo izado con dos grúas de la celosía y una en retenida. Posteriormente mientras la retenida permanece en ese punto las otras dos colocan la siguiente viga. Una vez colocada ésta, una de ellas queda en retenida mientras que la tercera se dedica a colocar correas de atado, separadores, arriostramientos,... hasta que queda un vano estable. A partir de este momento solo serán necesarias 1 o 2 grúas en función del tamaño de la pieza a elevar.

Otro caso singular es el montaje por vanos y no por ejes (FIGURA J2). Este tipo de montaje sólo es posible en ciertos casos, en función del tipo de estructura y de los elementos de que dispone. Con elementos muy ligeros y manejables desde el suelo y con atados de rigidez pequeños es una opción posible. En este caso con 2 grúas se realiza el izado de un módulo de cubierta que ha sido totalmente premontado en el suelo (vigas, correas, tornillería, tornapuntas, atados, arriostramientos, separadores, clips,...).



FIGURA J2. SISTEMA DE MONTAJE POR VANOS

No se incluye en el montaje habitualmente la subestructura secundaria de fachada pero sí la estructura primaria de fachada como tubos de compresión (FIGURA J3), arriostramiento, celosías de peto,.... En esta fase de montaje de estructura se debe disponer el montaje de redes de seguridad en cubierta como una tarea incorporada en los trabajos.



FIGURA J3. MONTAJE ESTRUCTURAL

- Esta tarea de montaje se solapa en el suelo con un equipo de instaladores que va montando los soportes de las tuberías en todas las correas en el suelo (antes del izado). Así, en su momento, se subirá sólo la tubería y sus conexiones pero los soportes ya estarán dispuestos (FIGURA J4). Esto ocurre con todos los soportes de los rociadores y los exhutorios de cubierta.



FIGURA J4. DISPOSICIÓN DE EXHUTORIOS DE CUBIERTA

- Otra fase que se monta en paralelo con las correas es la suportación. Ésta debe montarse sobre las correas como un elemento estructural más, aunque se trata de una forma específica y existe un equipo dedicado exclusivamente a ello. Esta suportación de caminos de instalaciones se realiza en perfiles ligeros conformados o plegados, galvanizados en continuo sujeta con clips a las correas. Por su ligereza no exige grúa para su montaje en casi ningún caso, con piezas de largo menor de 3m y pesos máximos inferiores a 20kg en su gran mayoría, por lo que desde la cesta en que se sitúa el operario se sube el material para su colocación.
- La siguiente fase consiste en iniciar el montaje de la chapa de cubierta. Esta chapa de cubierta, que se solapa en los dos sentidos, se va fijando a las correas mediante tornillo autotaladrante. El desfase con respecto a la estructura es aproximadamente de 2 vanos. Es importante prever el izado de paquetes de chapa aprovechando las grúas de subida de celosías y correas, dejando los paquetes acopiados y atados a cubierta exactamente en función del avance de chapa.
- Continuando con el avance, sobre el lado del frente de avance de chapa se deben izar los paquetes de lana de roca. Se debe hacer de forma uniforme y continuada. De nada sirve avanzar colocando mucha chapa si luego, al subir los paquetes de lana de roca hay que dejarlos cerca del borde (la grúa no tiene margen de maniobra para meterlos muy adentro) y esto exige a los operarios ingentes cantidades de esfuerzo para desplazar la lana de roca por la cubierta. Es preferible hacer más días de izado de lana de roca de menos cantidad para subir lo que se van montando, ni más ni menos. Lo mismo ocurre con la barrera de vapor que se coloca entre chapa y lana de roca. La barrera de vapor está en rollos desplegables mientras que la lana de roca se suele presentar en cuadrados manejables colocados al tresbolillo



FIGURA J5. MONTAJE ESTRUCTURAL Y CERRAMIENTO

- A la vez de la fase anterior se inicia el montaje del cerramiento de fachada en paneles (FIGURA J5). El cerramiento de fachada, en función de la altura y de la velocidad de avance puede realizarse con uno o con dos equipos simultáneos (uno por fachada). Los paneles suelen disponerse en longitudes en torno a 10m como longitud máxima recomendable debido a la forma de manejo y colocación con ventosa. Paneles más largos presentan maniobras muy aparatosas, con flexiones importantes en los extremos y pesos elevados (10m de lana de roca son unos 200kgs de peso). Así, una fachada de 30m suele colocarse con 3 paneles en vertical.

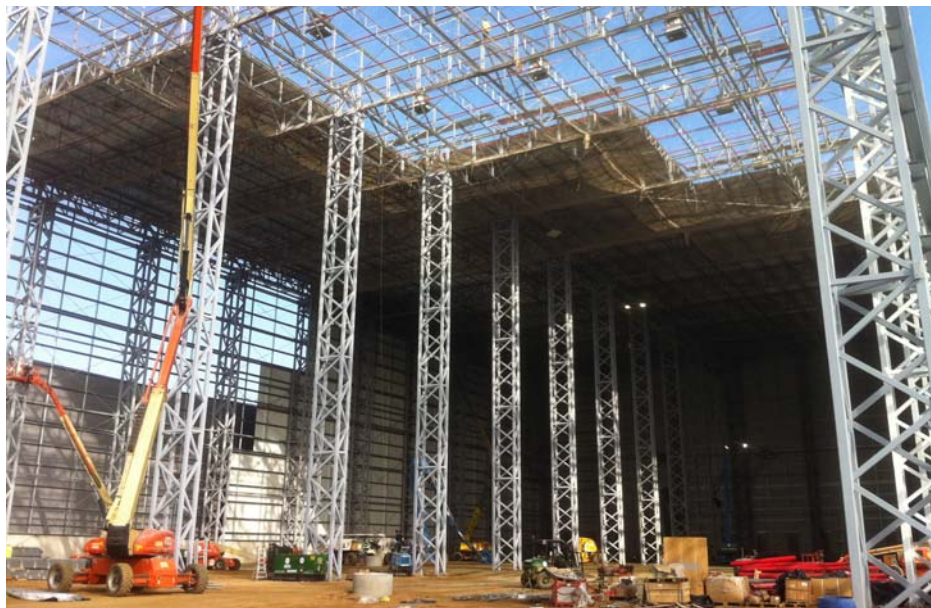


FIGURA J6. INICIO DEL MONTAJE DE CERRAMIENTO

- Una fase paralela en el tiempo con la anterior es el montaje de instalaciones. Como ya se ha montado en esta fase la chapa de cubierta, los soportes de los ramales y la estructura de los Racks de instalaciones, se inicia el montaje de tubería de alimentación por los Racks y la colocación de ramales y rociadores (FIGURA J7). Además se inicia, en los mismos vanos pero en diferente posición el resto de instalaciones de climatización, iluminación-electricidad, aire comprimido,...



FIGURA J7. RAMALES DE PCI INTEGRADOS EN LA ESTRUCTURA

- Tras la lana de roca se dispone la lámina de cerramiento. Ésta suele venir en rollos de 25m colocada en el sentido largo del edificio por lo que la lana de roca debe ir unos 30m por detrás de la lana de roca y avanzando de 25 en 25m (FIGURA J8).
- Finalmente, en cubierta, se disponen los remates en gárgolas, coronación de peto, salidas de aireadores,...
- Una vez que la cubierta ya es estanca, que ya se han montado varios vanos de panel lateral y de testero, se inicia la colocación de lámina de impermeabilización, armaduras, juntas y hormigón nado de solera. Se utiliza esta fase, en la que debe estar libre de estructura e instaladores ya que está ya cerrada y no afecta la lluvia ni las condiciones meteorológicas a su desarrollo. La velocidad de avance es similar a la del avance de los instaladores, estando situada varios metros por atrás de éstos. En la solera, además de la propia solera se integran normalmente instalaciones, arquetas, registros, etc. que ralentizan el avance. Fuera de esto el avance sólo depende de la capacidad de suministro de hormigón, del tiempo de fraguado, de los medios de pulido y dispersión del árido antipolvo y anti desgaste.-
- A partir de este momento empieza la instalación del equipamiento interior, es decir, montajes de entreplanta, estantería, equipos,...



FIGURA J8. FASE DE MONTAJE

Existen otras coordinaciones entre trabajos necesarios y que en función del tipo de obra son necesarias:

- La coordinación de las actualizaciones de revisiones de la ingeniería con la obra debe ser diaria y con reuniones de propiedad e ingeniería con instaladores semanal.
- El control de ejecución debe ir relacionado con la ejecución, ya que existen diferentes tipos de inspección que pueden realizarse sólo en una fase de la obra. Este caso se da con la soldadura, que se debe inspeccionar antes de dar el acabado, con el par de apriete que se debe inspeccionar antes de aplicar el tratamiento intumescente,...
- Coordinación con el hormigón en caso de forjados intermedios o tipos de estructuras combinadas,... Este caso es posible cuando el edificio se apoya en forjados con sótano inferior y casos similares, en los que el avance de la estructura del hormigón debe de forma coordinada con el resto de estructura.
- En ciertos casos es posible que se realice la solera antes de montar la estructura. Este caso que puede parecer inverosímil puede ser conveniente en caso de tener plazos de obra completa muy cortos y cimentaciones muy sencillas, que se ejecuta muy rápido. Es decir, la ingeniería de detalle, compra de materiales, fabricación y acabado y transporte a obra de 3-4 pórticos con todos los elementos secundarios de una estructura ronda las 8-10 semanas, mientras que la ejecución de una cimentación, sobre terreno a cota uniforme que solo requiere excavar el hueco de zapatas y vigas y luego hormigonar supone 3-4 semanas. En este caso para aprovechar el tiempo restante de esas 6 semanas, puede invertirse en realizar la solera, dejarla curar y protegerla posteriormente con un geotextil y una capa de zahorra, a fin de evitar golpes y roces durante el montaje de la estructura y las instalaciones. Así, cuando se inicie el montaje de la estructura la solera está terminada debajo.

Esta situación, puede aprovecharse para realizar la cimentación y la solera de forma diferente. Es conveniente el realizar todo a la vez, es decir, utilizar una losa, quizás de canto variable (mayor bajo los pilares) de tal forma que colabore todo el hormigón y se agilice aún más su ejecución, a la vez que se reduce el volumen de hormigón. Además se puede integrar el murete perimetral caso de existir. En obras realizadas con estas condiciones se consiguió un ahorro de 6 semanas, teniendo en cuenta que una vez van finalizando los instaladores se va retirando la zahorra y el geotextil y ya puede iniciarse el montaje del equipamiento interior (entreplantas, estantería,...). Sin embargo, todo el trabajo que se haga sobre la solera, independientemente de cuando se realice, suele ser habitual la protección de las ruedas para evitar raspazos (FIGURA J9), roces, etc.



FIGURA J9. PROTECCIÓN DE RUEDAS PARA RODAR SOBRE SOLERA

Para la coordinación de trabajos y tiempos en una obra de este tipo el ritmo es importante. Se utilizan habitualmente secuencias de trabajo con jornadas intensas, aprovechando fines de semana y en ciertas tareas se utilizan las horas nocturnas (FIGURA J10), bien para hacer tareas no compatibles con las que se realizan de día o simplemente para incluir otro turno de trabajo y recuperar tiempos. Es importante subrayar la necesidad de que el ritmo en cadena de todos los trabajos debe ser uniforme.

No sirve de nada que un instalador aumente su ritmo si la estructura que avanza delante de él tiene ritmo menor. Por tanto el análisis casi diario del avance es imprescindible.



FIGURA J10. TRABAJOS NOCTURNOS

EDIFICIOS ANEXOS

Estos edificios de tipo generalmente técnico se incluyen con diseños específicos para equipos de instalaciones (enfriadoras, transformadores, bombas,...) y usos explícitos (basuras, clasificar residuos, carga de equipos, ...).

Los silos habitualmente presentan dos tipos de edificios que se adosan a su estructura, además de la pasarela de conexión. Estos edificios son:

- **Edificio de ubicación de transformadores.** La demanda eléctrica es importante en este tipo de instalaciones logísticas y suelen situarse diferentes puntos de suministro eléctrico en baja tensión (FIGURA 11). Este edificio suele plantearse en estructura de hormigón prefabricado con cerramientos de hormigón prefabricado. Este edificio tiene un requerimiento frente a incendio importante por lo que utilizar el hormigón da la solución óptima de características necesarias, precio y montaje.



FIGURA J11. EDIFICIO DE TRANSFORMADORES Y ESCALERAS DE EVACUACIÓN

- **Edificio de bombas de PCI.** La red de contraincendios de un silo se hace fundamentalmente por la cubierta, en donde se sitúan los rociadores, pero también a partir de la cubierta se realizan las bajadas por los montantes de la estantería a ésta, para los rociadores de estantería y de obstrucción. Por lo tanto se hace necesario subir desde el suelo hasta la cubierta los colectores generales de PCI (FIGURA 12). Esto se consigue disponiendo uno o varios locales adosados con bombas para impulsar el agua. Estos locales habitualmente se realizan en el mismo cerramiento del silo con la condición de cerrar la sala de bombas y de evitar la congelación de los mecanismos en invierno.

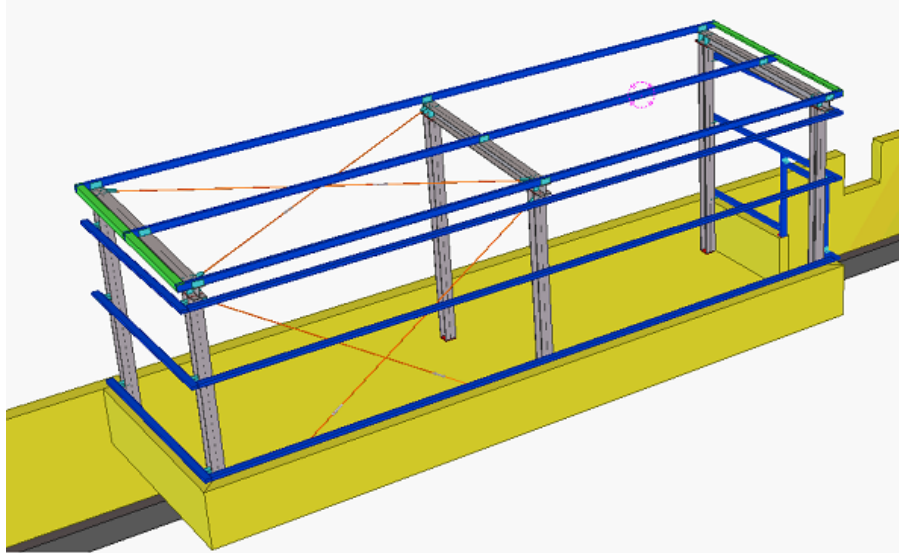


FIGURA J12. EDIFICIOS QUE ALBERGAN LAS BOMBAS DE PCI

ENTRADAS/SALIDAS. PASARELA

El origen del almacenamiento está en el punto de entrada y salida del material almacenado. Este punto se llama cabecera y es la zona en la que los traslos (transelevadores) recogen o dejan material y se relaciona con el layout logístico.

Es una entreplanta de varios niveles, con pilares dispuestos de forma irregular dispuestos de tal forma que no interfieran en la cadena logística.

La conexión del silo con el edificio logístico se realiza a través de una pasarela de conexión. Esta pasarela tiene una configuración muy variable en función de la separación entre edificios y de los niveles que tenga.

Normalmente debido a la normativa contra incendios, el pasillo mínimo entre edificios es de 3m libres. Se tiende a dejar una calle en torno a 6m como mínimo para el paso de vehículos y el despliegue de una grúa (apertura de patas).

Sin embargo este diseño condiciona la fachada del edificio logístico de distribución ya que impide que tenga muelles de carga en la fachada común al silo. Por tanto, si dejamos espacio para muelles de carga, camiones acoplados a éstos y calle, implica que la pasarela tendrá más de 30m de longitud. Además debe dejar un gálibo libre mínimo de 5m para el paso de camiones.

Si además tiene más de un nivel, esta pasarela es un edificio en si misma apoyada sobre 4 pilares situados en sus extremos para no condicionar el paso de los vehículos. Su anchura también es bastante variable en función de los caminos paralelos de circulación y suele oscilar entre 4 y 10m (FIGURA J13).

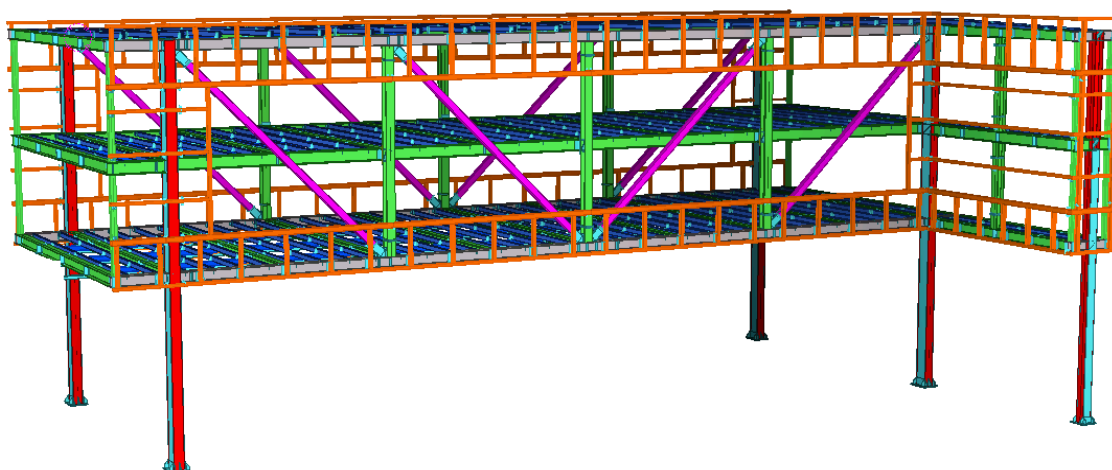


FIGURA J13. PASARELA DE CONEXIÓN NAVE LOGISTICA CON SILO LOGISTICO

FASE DE MONTAJE

El diseño estructural debe tener en cuenta la fase constructiva. Por ello es necesario hacer las apreciaciones que algunos sistemas estructurales presentan en esta fase.

Los esquemas estructurales basados en cubierta totalmente arriostradas para formar un plano rígido y testeros totalmente arriostrados (gran viga de canto del ancho del edificio) presentan fases inestables en el momento del montaje.

Es imprescindible montar primero toda la estructura antes de empezar a colocar el cerramiento lo que ocasiona un incremento del plazo que muchas veces lo hace inasumible.

El montar cerramiento sobre una estructura incompleta, puede generar situaciones de carga de viento superior a la fase de servicio (FIGURA 14). Esta situación se produce al estar el elemento resistente (celosía en testeros y cubierta) incompleta.

En este caso se pasa de tener una viga continua de extremo a extremo a tener una viga en voladizo. El análisis de tensiones y deformaciones sobre media nave en cuanto a montaje de estructura y cerramiento se aprecian zonas límite sobrepasadas.

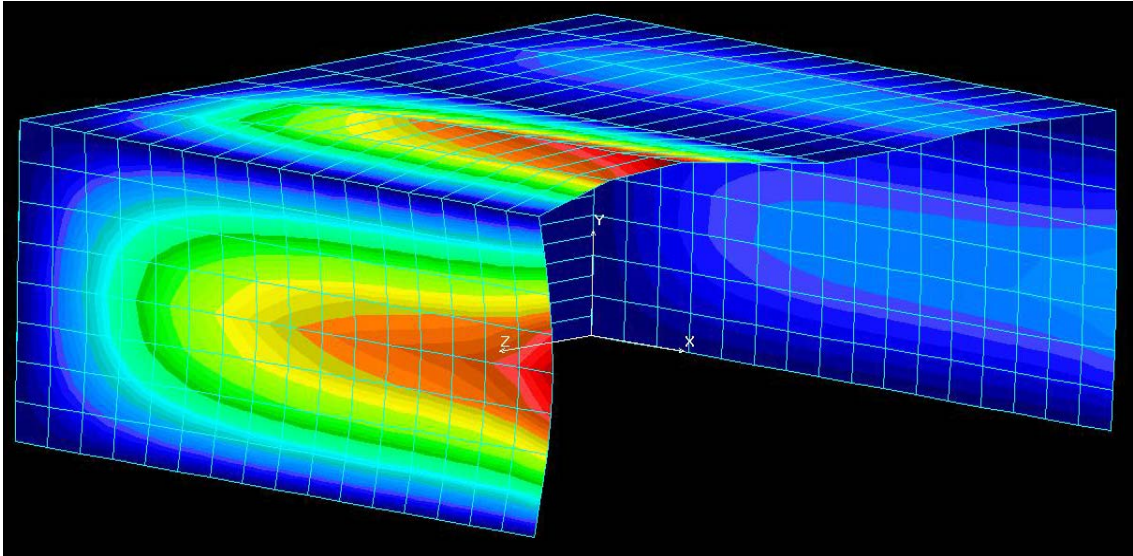


FIGURA J14. ANALISIS DE LA ACCIÓN DEL VIENTO EN FASE DE MONTAJE

Es posible aliviar la acción del viento sobre la estructura si se dejan aberturas en el cerramiento, es decir, se dejan una serie de paneles sin colocar hasta que se cierre la envolvente del edificio (FIGURA J15). Así se consigue reducir el efecto de fondo de saco que producen algunas hipótesis de viento ya que se reduce el factor de obstrucción.

Existen elementos puntuales que presentan dificultades de estabilidad. Un claro ejemplo son los pilares mientras que se colocan en vertical sobre la cimentación y están libres en el extremo superior (voladizo). En esta fase de montaje, debe comprobarse que el frente de viento del pilar es capaz de ser soportado por el pilar fijado a cimentación. Es más, debe comprobarse que la cimentación es capaz de soportar el flector del pilar en voladizo a viento. En pilares centrales, utilizados sobre todo para transmitir cargas verticales tienen cimentaciones muy pequeñas y poco estables.



FIGURA J15. HUECO TEMPORAL EN CERRAMIENTO EN FASE DE MONTAJE

AUTOPORTANTE: En la estantería autoportante, la fase de montaje no es la fase más crítica debido a que la superficie de la estructura frente a viento es baja y a que el cerramiento no suele disponerse prácticamente hasta que la estructura está acabada o muy avanzada. Al estar la estructura bastante avanzada e iniciar el cerramiento además siempre por la cubierta se minimizan riesgos, principalmente a viento, ya que la estructura es rígida en el plano transversal por los bastidores y está muy arriostrada y repartida en torres de arriostramiento en sentido longitudinal.

TIPOLOGIAS DE CELOSIAS

En el caso de la utilización de las celosías, evidentemente el primer criterio es el de economía constructiva. Desde este punto de vista, la celosía que menos metros de diagonales y montantes dispone es la tipo K (Warren), frente a las KT (Warren con montante) (FIGURA J16). Ésta última por su parte también tiene menos metros de diagonal frente a la tipo N (Pratt). Sin embargo la diagonal tipo N aporta ventajas como son:

- un montante alineado con cada correa (carga puntual)
- Diagonales con esfuerzo principal a tracción en diagonales con más largo)
- Consecuentemente los montantes están a compresión básicamente, siendo el elemento más corto.

AUTOPORTANTE: La estantería autoportante es un conjunto de celosías en todos sus diferentes elementos: bastidores, arriostrados, viga de cubierta,... En general la celosía en vertical tipo Warren es la elegida habitualmente para los bastidores, existiendo en arriostramientos y viga de cubierta, debido a cargas puntuales, celosías warren con montantes que funcionan mejor para cargas puntuales.

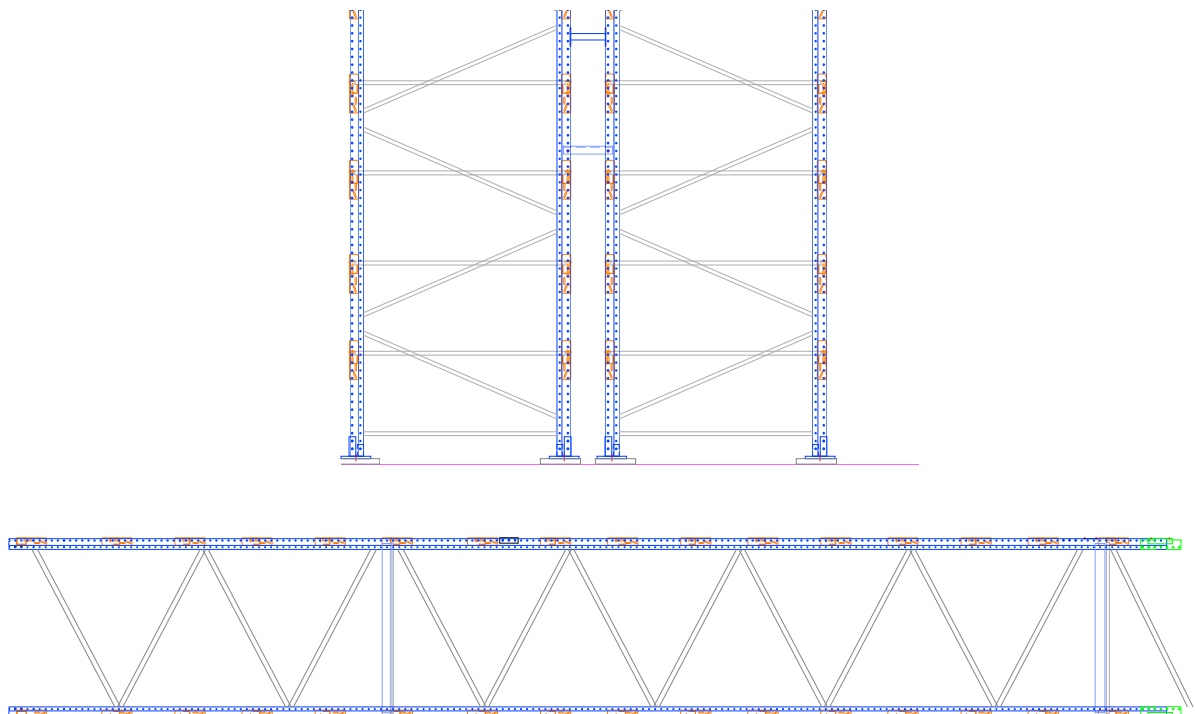


FIGURA J16 TIPOLOGIAS DE CELOSIA EN AUTOPORTANTE

UNIONES

Los detalles constructivos y las uniones es la ingeniería de detalle fundamental en edificios con estructura metálica (FIGURA J17).

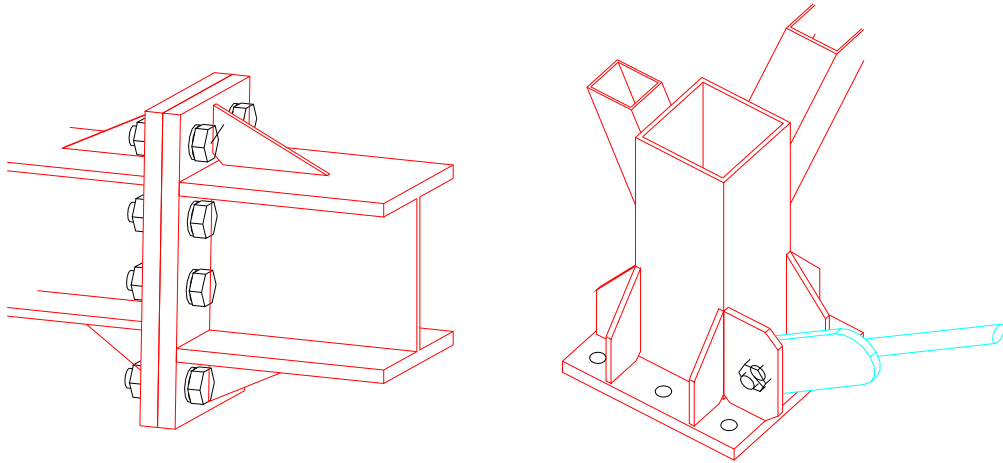


FIGURA J17. DETALLES DE UNIONES

El primer factor a tener en cuenta en el diseño es el sistema de trabajo en montaje. En principio debe pretenderse hacer en obra, teniendo en cuenta sus condiciones, el realizar uniones que sean atornilladas. Debe evaluarse el tipo de tornillos a utilizar facilitando la uniformidad, reduciendo la gama de métricas a un máximo de 3 como norma habitual y no mezclando diferentes calidades para la misma métrica.

Según el tipo de solicitaciones y el acabado de las superficies debe evaluarse la conveniencia de utilizar uniones con tornillos pretensados o no, es decir, en caso de esfuerzos de fatiga, dinámicos, etc debe utilizarse tornillos pretensados aunque en caso de acabados como el lacado o el galvanizado es posible que sea necesario una preparación adicional de la unión para conseguir el coeficiente de rozamiento mínimo necesario. Pero esta consideración implica un tiempo adicional en aplicar el par de apriete exigido y un control exhaustivo de este.

Dentro de la forma de montaje, las uniones que funcionan apoyando simplemente la pieza (sin tensión en la grúa o el izado) y luego se pueden colocar los tornillos pero simplemente apoyada ya es auto estable, facilita y reduce los plazos de montaje (FIGURA 18). Debe preverse uniones con tolerancias de montaje adecuadas a cada situación.

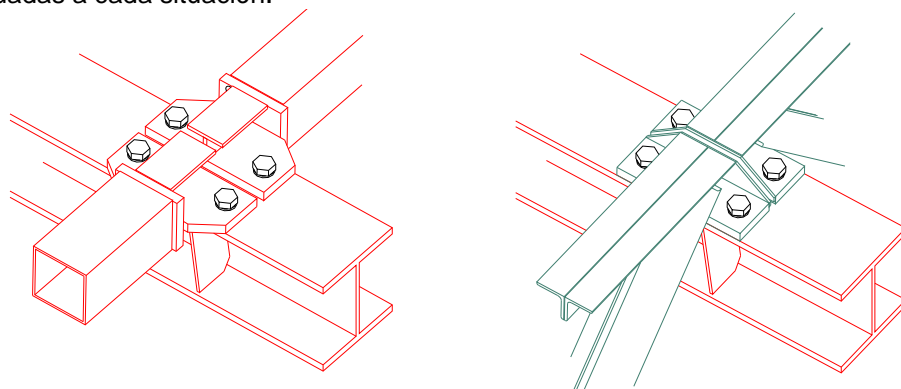


FIGURA J18. UNIONES SIMPLEMENTE APOYADAS

El siguiente factor a considerar en el diseño es dónde hacer uniones, en función de cómo se envía la estructura a obra. Es decir, en elementos como las correas en celosía el punto de disponer uniones está claro (extremos), pero en vigas de pórtico de 100m de longitud es fundamental el diseño combinado con suministro de materiales, transporte y montaje. Es necesario combinar el óptimo de

suministro de materiales, en función de lo conseguible en cada momento, con el óptimo de transporte, por supuesto intentando reducir el número de uniones y su complejidad (FIGURA J19).

Es preciso también tener en cuenta el espacio disponible para ejecutar la unión. En ciertos almacenamientos no es posible hacer uniones atornilladas con placa de testa porque esta unión ocupa más de lo posible. En este caso se pueden utilizar uniones diferentes en cordones y diagonales para que el espacio siga estando disponible.

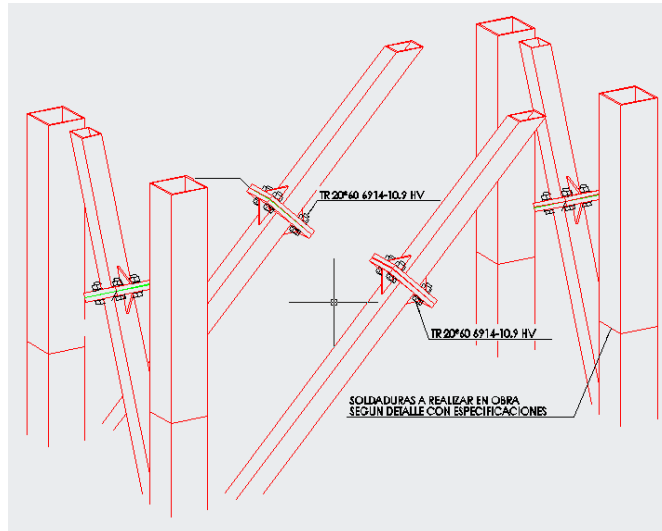


FIGURA J19 UNION INTERMEDIA DE PILARES ALTOS EN CELOSIA

Además en casos en los que la normativa sísmica NCSE02 [9] es de aplicación, las uniones soldadas deben ser uniones a tope (FIGURA J20) siempre que sea de continuidad, prohibiéndose explícitamente casos intermedios.

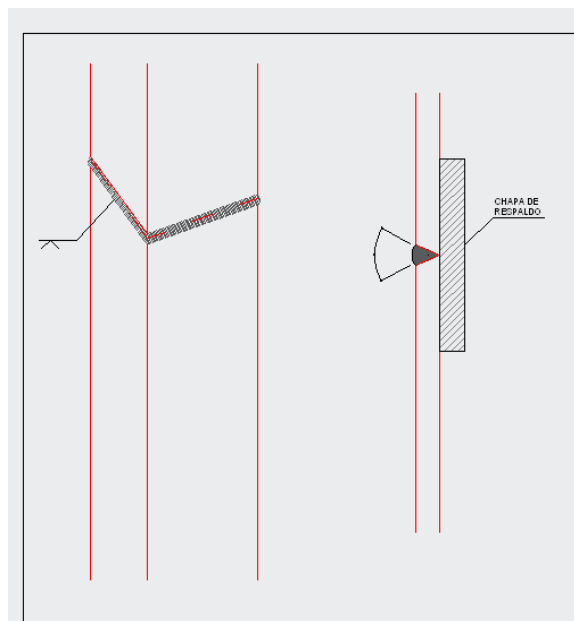


FIGURA J20. UNION SOLDADA EN OBRA

Desde el punto de vista del cálculo, existen diferentes posibilidades de diseño de uniones. Las más habituales son las realizadas con placa de testa o con cubrejuntas (FIGURA J21). Para cada una de ellas existe una gran variabilidad de casos en función de si une diferentes elementos, cómo los une, la orientación de los perfiles, los tipos de esfuerzos,...

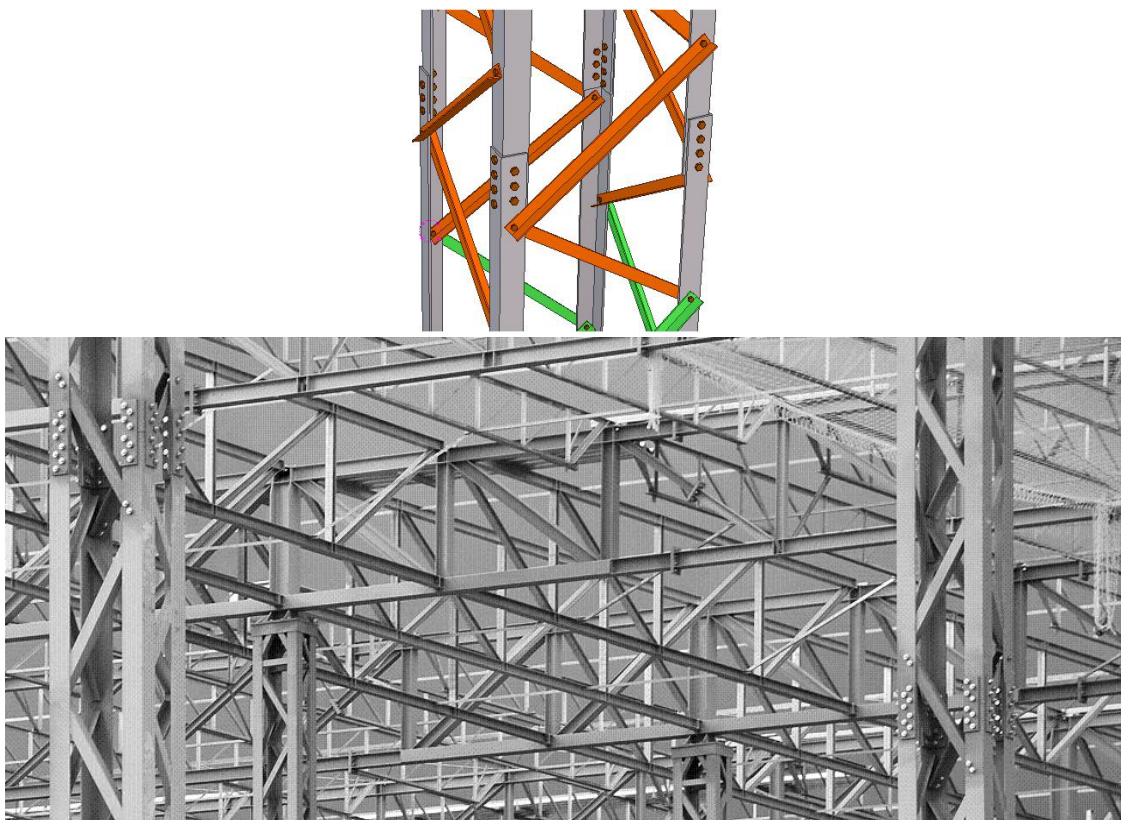


FIGURA J21. UNION ATORNILADA DE CONTINUIDAD EN ANGULARES

Existen diferentes programas comerciales que facilitan la comprobación de las uniones (FIGURA J22).

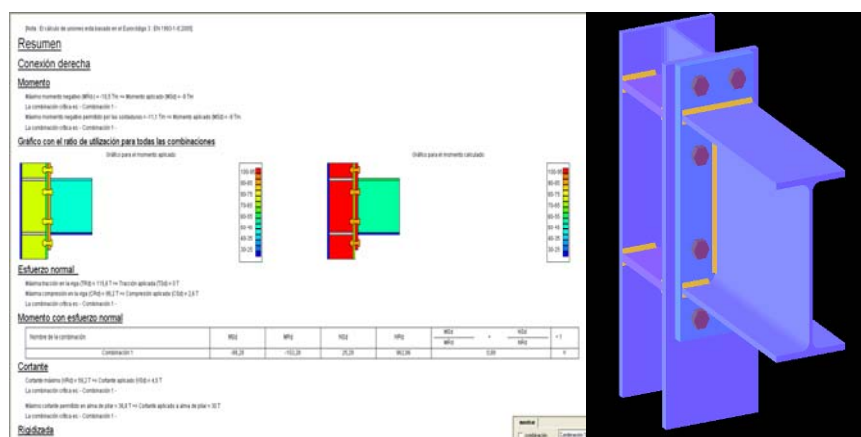


FIGURA J24. CALCULO DE UNION CON POWERCONNECT

Otra tipología habitual son las uniones a cortante (sin flexor) típicas de viguetas embrochadas de forjado o similar. En este caso existen diferentes opciones también.

AUTOPORTANTE: En la estructura autoportante las uniones no tienen nada que ver con las uniones de estructura de edificación metálica, tanto por esfuerzos como por su repetición y estandarización. Son uniones que en cada edificio se repiten (FIGURA J23) por miles o incluso cientos de miles, lo que ha derivado en diferentes sistemas de uniones. Estos sistemas, específicos de cada fabricante y estandarizados por ellos, dan lugar elementos calculados y ensayados, fabricados mediante procesos industriales automatizados como la embutición o la estampación, con costes muy bajos para grandes series.

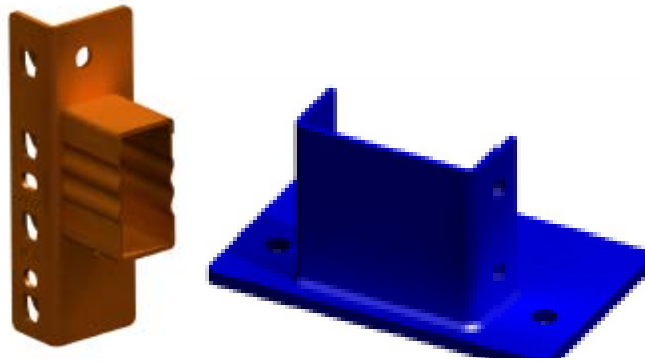


FIGURA J23. ELEMENTOS DE UNION TIPO EN AUTOPORTANTE

DISTANCIA ENTRE CORREAS

Como influencia fundamental en los ratios está la elección del tipo de correa y su separación. Pero existe otro ratio adicional y es la carga que debe soportar cada correa, que tiene cargas climáticas y sobrecargas de uso e instalaciones, además del peso propio.

La primera acción a considerar es el peso propio de la misma. Este peso propio se combina con acciones gravitatorias descendentes como son sobrecargas de uso, de mantenimiento, de instalaciones y de nieve. Como sobrecarga ascendente y descendente, en función de la hipótesis considerada está el viento.

Pero a mayores existen los caminos de instalaciones que generan sobrecargas en ciertas franjas, de diferente valor y que incluso tienen cargas fuera del plano vertical.

De la combinatoria de todas las cargas existen muchas zonas a ser analizadas y que no deben basarse únicamente en tomar la más desfavorable, ya que en edificios grandes implica sobrecostes importantes no necesarios.

El criterio en este caso es importante. El análisis lleva a obtener el óptimo para cada caso tomando: La carga o sobrecarga uniforme sobre toda la cubierta no aporta criterios excluyentes.

La sobrecarga de viento sobre cubierta aporta franjas perimetrales muy desfavorables, zona F y G, mientras que la mayor parte de la cubierta es zona H e I, con cargas muy inferiores. Por lo tanto el criterio adecuado es dimensionar las correas para zona H y en las zonas F y G reducir la distancia entre ellas.

En alero se recomienda meter una correa adicional debido a la posible acumulación de agua, reduciendo a la mitad la luz del cerramiento de cubierta, que coincide exactamente con la zona F y G de viento.

Los peines de instalaciones, habitualmente son perimetrales en la cubierta, es decir, que coinciden con las zonas F y G también.

Con un diseño de celosía de correa del mismo canto que la cercha principal para transmitir compresiones de viento y atado a pandeo y pandeo lateral de la celosía principal, se utiliza el perfil inferior como base del rack de suportación. Esta correa debe añadirse esta sobrecarga pero no sobre el cordón superior sino sobre el inferior.

Por tanto, se deben dimensionar dos tipos de correa, una general para zona H y otra para el borde, zona G, añadiendo alguna correa adicional en la zona F para reducir su franja de carga.

Estas correas deben estar diseñadas considerando simultáneamente el diseño de los atados transversales a pandeo.

GESTION DE OBRA

La gestión de la obra debe recabar la información en tiempo real, ordenarla, controlar y analizar el estado al instante e informar en todo momento de la situación de la ejecución, del tal forma que en todo momento sea posible el análisis y la toma de decisiones. Para ello es preciso tener un control exacto y cuando menos diario de la situación de los trabajos en cuanto a:

- Porcentaje ejecutado de cada unidad de obra tanto relativo (por días) como acumulado. Incluye tanto los diferentes materiales especificando el detalle de todas las marcas diferentes de cada elemento, así como de la maquinaria y del personal. Debe analizar instantáneamente porcentaje ejecutado y los rendimientos.
- Incidencias sobre trabajos previstos diferenciando los trabajos adicionales de las no conformidades.
- Maquinaria alquilada existente en obra, tanto grúas como elevadores, resaltando las horas y la actividad realizada para cada una.
- Control de personal
- Llegada de materiales
- Gráfico de avance donde de forma visual sobre una planta de la obra se refleje el avance de la ejecución de las distintas partidas y subelementos de la obra.
- Listado y medición de todos los trabajos adicionales a los no contratados

El objetivo de este control es poder determinar en cada momento la situación del edificio y los desvíos sobre el planning y costes previstos. El análisis de la información y la retroalimentación de la misma aportan un control de la obra.

Las necesidades de información son importantes y necesitan una constante actualización.

Un punto importante en cuanto a control de la información está en la llegada de materiales según el planning previsto. Este control requiere de un informe diario a primera hora en la que se refleje la entrada prevista de materiales para que se puedan ver tanto las necesidades de descarga como los posibles desvíos de la planificación. Este control es importante porque se busca no utilizar la obra como almacén sino que en obra esté lo necesario para montar en cada momento con un pequeño margen de seguridad.

El ampliar este margen implica el tener más material del necesario, que ocupa espacio, se deteriora, debe moverse de una forma innecesaria con el avance de la obra y puede ser golpeado o expoliado.

Por lo tanto de forma diaria debe existir un informe de situación, de alertas, de materiales y de tareas programadas sobre una base global, indicando desviaciones sobre la previsión para tomar las medidas correctoras de organización necesarias.

En función del control de horas por partida, por pieza y por elemento también se extraen ratios reales de trabajo para siguientes obras que permiten a partir de su análisis comparado evaluar las mejoras en los procesos de montaje.

Esta evolución debe ser siempre constante y continua y acumula la mejora del conocimiento de la empresa en este apartado que debe integrarse en el proceso completo de la obra.

Toda esta información debe estructurarse de una forma gráfica y visual. Con la misma información pero ordenada de forma diferente se hacen cuadros de avance y de evolución de ratios cada 2 semanas y se diluye el efecto inicial sobre el conjunto de la ejecución.

Toda esta información debe llevarse de forma visual a una planta completa del edificio donde se vayan actualizando los avances en cada partida (FIGURA J24):

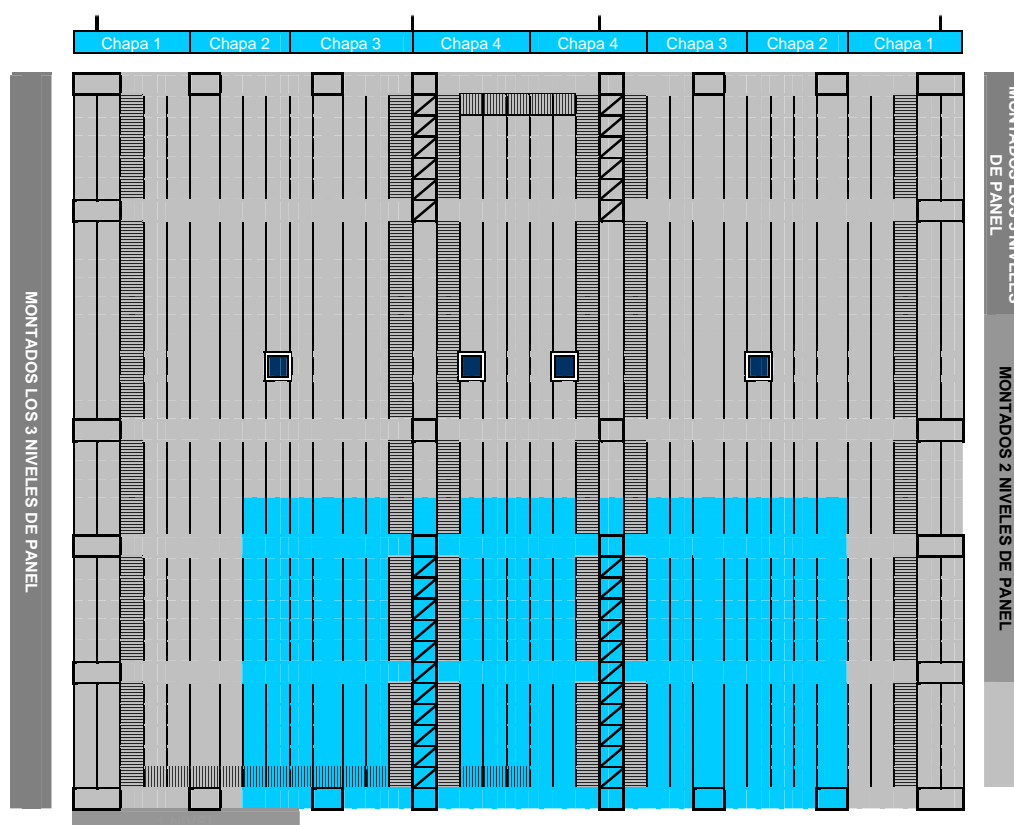


FIGURA J24. ESQUEMA DE AVANCE DE OBRA

Para cada tipo de máquina, elevador o grúa es necesario saber en todo momento que grúa está operativa, así como tener la suma de horas para cada tipo de máquina por días, relacionando estas horas con el avance de la obra y con la previsión.

En todos los materiales que se suministran por unidad de superficie como puede ser el aislamiento o la impermeabilización (sin despiece o modelos diferentes) se debe llevar un control preciso de cantidades y llegadas.

Como se ha visto en el montaje el material debe estar en el momento necesario en obra. Si llega tarde retrasa el montaje y si llega pronto exige moverlo por la obra (maniobra adicional no necesaria y que no aporta valor):

Item	Conjunto	No conformidad	Uds	Método solución	horas	M. AUX.	Archivo fotográfico
1	COH/2	Mal posicionada para ANG'S. Deberían ir a la derecha, según foto, de la placa de los ARR.	4	Corte y soldadura en obra	3 HRS	Brazo 43	
2	PT/501	Mal posicionada. Placa girada 180º	1	Se retalladrará en obra			

TABLA J25. IMPERFECCIONES O DEFECTOS TIPO

Otro elemento imprescindible es el control de no conformidades, del cual es necesario un control completo. El control detallado que se ve en el ejemplo es fundamental en la mejora de diseño, fabricación y montaje. Muchas veces el diseño no previsor induce posibilidades de errores que es fácil de reducir (FIGURA J25).

***AUTOPORTANTE:** En la estantería autoportante la gestión de obra es similar a la estructura convencional llevada a mayor número de elementos pero más simples. Siempre se premontan los bastidores, a partir de las puntales verticales y las diagonales que llegan sueltas.*

A partir de ir montando bastidores se deben de ir atando entre ellos para darle estabilidad y completando el resto de elementos. Todo esto en una malla de puntales que genera decenas de miles de elementos, de conexión sencilla y muy repetitiva. Por lo tanto el control no se hace por unidades sino por zonas o por porcentajes de ejecución.

MAQUINARIA.

La maquinaria de trabajo en obra es importante. A nivel manual la maquinaria suele ser propiedad de cada empresa de montaje mientras que la maquinaria más pesada es alquilada a empresas especializadas. Existen diferentes tipos de máquinas elevadoras que se utilizan en la obra:

el primer tipo de maquinaria que se utiliza son las grúas. Fundamentales para elevar partes de la estructura, pero necesarias para subir cerramiento, equipos,... En este tipo de edificios son auto grúas móviles de diferentes capacidades. Por la superficie en planta que se ocupa no tiene sentido el utilizar grúas torre ya que sería necesarias muchas grúas torre. Además en casos puntuales de elementos pesados la grúa debe posicionarse a pie de carga para utilizar al máximo su capacidad, y con una grúa torre esto es inviable. La combinación de tareas dificulta también el colocar grúas en el interior y desde el exterior es difícil hacer todas las tareas con edificios de más de 100m en ambas direcciones.

La grúa autopropulsada estándar o base es la grúa de 80 Ton, necesitándose en obra modelos más potentes en función básicamente de la distancia ya que las cargas no son excesivamente importantes en montajes pieza a pieza. El coste por hora es elevado por lo que es una maquinaria que debe estar en obra solo el tiempo necesario. La gestión de las grúas es una parte importante del coste de montaje. Simultáneamente, para estructura puede haber varias situaciones:

- Para tareas de elevación de elementos simples como correas, paquetes de cerramiento, arriostramientos, atados,... se emplea una grúa (FIGURA J26) ya que su peso es muy bajo. Interesa además una grúa no muy potente porque es más ligera y tiene maniobras de posicionamiento más rápidas.



FIGURA J26. USO DE GRUA AUTOPROPULSADA

Es habitual el trabajo simultáneo de 2 grúas en elementos de cierta longitud o de cierto frente a viento a modo de actuar como retenida. El diseño del módulo a elevar debe comprobarse en esta situación de montaje comprobando que no provoca acciones no soportables por la estructura.

- Existen también ciertos casos en los que son necesarias hasta 3 grúas (FIGURA J27).



FIGURA J27. UTILIZACIÓN DE 3 GRUAS SIMULTANEAMENTE

Las máquinas todoterreno elevadoras o manipuladoras (FIGURA J28), cumplen una función importante en el movimiento de materiales en la obra. Pueden mover celosías utilizando una pareja de máquinas, pueden carrear lotes de cerramiento con eslingas, pueden colocar elementos sobre fachada, Tienen una elevada capacidad de carga (hasta 8 ton) y son muy ligeras y rápidas.

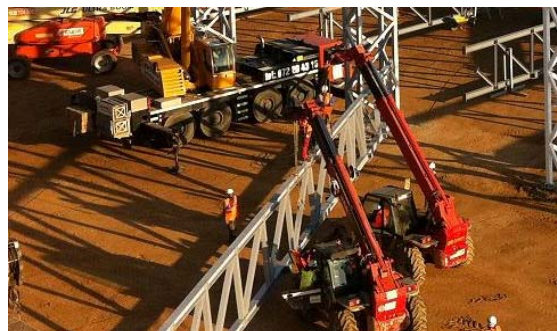


FIGURA J28. MAQUINARIA TODO TERRENO ELEVADORA

Los elevadores son el medio de elevación básico en la obra (FIGURA J29). Existen, dentro de los todoterreno dos tipos fundamentales, los de tijera y los articulados. Los de tijera solo permiten el movimiento de la cesta de los operarios en vertical mientras que el articulado ofrece una amplia gama de posibilidades de elevación, giro, avance, ... Son estas últimas las mas utilizadas.

Como motorización suelen tener un motor diesel y existen diferentes modelos en cuanto a la capacidad de altura máxima. Desde 6m que puede tener como máxima altura de elevación hasta los 40m que puede tener el modelo mayor. Además de la diferencia en coste y en tamaño los modelos más grandes presentan velocidades que hay que tener en cuenta al planificar el montaje. Son modelos que desde el suelo hasta su máxima altura tardan entre 5 y 7 minutos en una maniobra.



FIGURA J29. ELEVADORES

.....
AUTOPORTANTE: En la estantería autoportante la maquinaria es diferente al montaje de un edificio. Básicamente porque son elementos a mover muy ligeros (el más pesado es un bastidor que suele rondar los 200-1000kgs). Sin embargo el número de elementos es muy superior en una estantería autoportante que en un edificio por lo que la combinación de muchas piezas pero ligeras desaconseja el uso de grúas autopropulsadas telescópicas (FIGURA J30) y recomienda el uso de carretillas todoterreno con brazos denominados "toro":

Esta maquina permite elevar cargas a poca distancia de una forma muy rápida y agiliza el montaje de elementos como los bastidores premontados en otra parte de la obra. En el edificio, para el montaje de la estantería interior independiente, ésta se monta al igual que un autoportante, con la ventaja de estar protegidos de las condiciones meteorológicas pero con el inconveniente de que las máquinas deben ser normalmente eléctricas debido a los gases de combustión de las diesel.



FIGURA J30. MAQUINA AUTOPROPULSADA TELESCOPICA

SOLUCION ÓPTIMA

La economía de la obra puede parecer el criterio fundamental en la toma de decisiones de un edificio pero no es cierto. En ocasiones es el criterio que guía la toma de decisiones pero existen otros factores como pueden ser los siguientes que deben valorarse:

- Plazo de ejecución. Desde el diseño de un edificio hasta su entrada en funcionamiento puede pasar aproximadamente 1 año o más. En el caso de que sea necesaria una fecha concreta de entrada en funcionamiento es posible que el plazo de entrega sea un factor importante, lo que puede decantar la solución estructural por una opción menos económica pero más rápida. El criterio se pondrá en función de cuanto más rápida es en función del sobrecoste, y se valorará. No existen términos absolutos y esta relación debe verse en cada caso.

- Posibilidad de simultaneidad de trabajos constructivos. Existen soluciones estructurales que necesitan estar ejecutadas al 100% para poder iniciar los trabajos de colocación de cerramiento porque el esquema estructural incompleto no funciona. Esto impide el solape en el tiempo con el montaje de cerramiento, lo que aumenta sensiblemente el tiempo global de la obra, aunque los de cada partida sean los mismos.

- Posibilidad de simultaneidad de montaje de instalaciones. Al igual que en el apartado anterior la simultaneidad de disposición en obra de estructura y envoltorio con las instalaciones es fundamental. De nada sirve un sistema estructural muy eficiente en cuanto a tiempo de montaje si este no permite la simultaneidad del montaje de instalaciones. Las instalaciones requieren bastante tiempo de instalación, tanto por su tamaño como por el volumen y altura de la instalación.

- Grado de importancia del edificio o de lo que alberga. Es habitual que ciertos edificios que se consideran clave en el sistema logístico se diseñen con criterios más estrictos que la propia normativa a fin de dar un coeficiente de seguridad adicional. Todo edificio se diseña bajo unas acciones existiendo para cada elemento estructural zonas críticas de máximo aprovechamiento de sección que fijan el elemento a colocar, teniendo otras zonas menos optimizadas. Como ejemplo vamos a considerar las correas de fachada de un edificio. Habitualmente las correas de vanos extremos se dimensionan al límite como viga continua mientras que en los vanos centrales, aun variando el perfil, están menos optimizadas en cuanto a aprovechamiento estructural. Si se desea

dar un margen de seguridad mayor al edificio se elimina este punto crítico reduciendo separación entre correas o aumentando el espesor hasta que el elemento crítico sea otro. Con esto conseguiremos que en caso de vientos fuertes, en donde en los bordes se concentran los coeficientes mayores y por donde empiezan los problemas de los cerramientos, tendremos un coeficiente de seguridad adicional.

- Equipamiento. El proceso de interrelación no está completo hasta la puesta en marcha si no se considera el equipamiento interior. Son volúmenes importantes con grandes equipamientos interiores de máquinas, estantería, entreplantas,... El diseño de la solución estructural debe tenerse en cuenta a la hora del diseño. Por ejemplo, diseñar una losa de tal forma que soporte las cargas de servicio pero también las cargas de las grúas durante el montaje permite que se pueda ejecutar antes de montar la estructura. Si se hace así, cuando se monte la estructura y el cerramiento, simultáneamente se inician las instalaciones, y es posible iniciar el montaje del equipamiento. En caso de no ser así sería necesario sumarle el tiempo de ejecución y curado/fraguado de la solera que pueden ser 4/6 semanas. Si se ejecuta antes se aprovecha el tiempo poco útil en obra de la fabricación de la estructura en taller para esta tarea. Esta solución óptima en el tiempo tiene un encarecimiento en cuanto al coste de la necesidad de proteger la solera durante el montaje, habitualmente con geotextil más 10-15cm de zahorra fina.

- Estética. Este elemento es poco medible y muy variable en función de quien sea el responsable del proyecto y la propiedad. En ciertos casos esta condición puede imponer soluciones más “vistasas” que no económicas ni rápidas de ejecutar.

En cada caso se determinará el criterio a seguir y habitualmente la solución es intermedia, siendo el óptimo para una obra una interrelación variable de los diversos factores. Esta interrelación entre factores también es susceptible de que se varíe el criterio con el tiempo, a medida que se ve el avance de la obra.

PROCESO DE MONTAJE

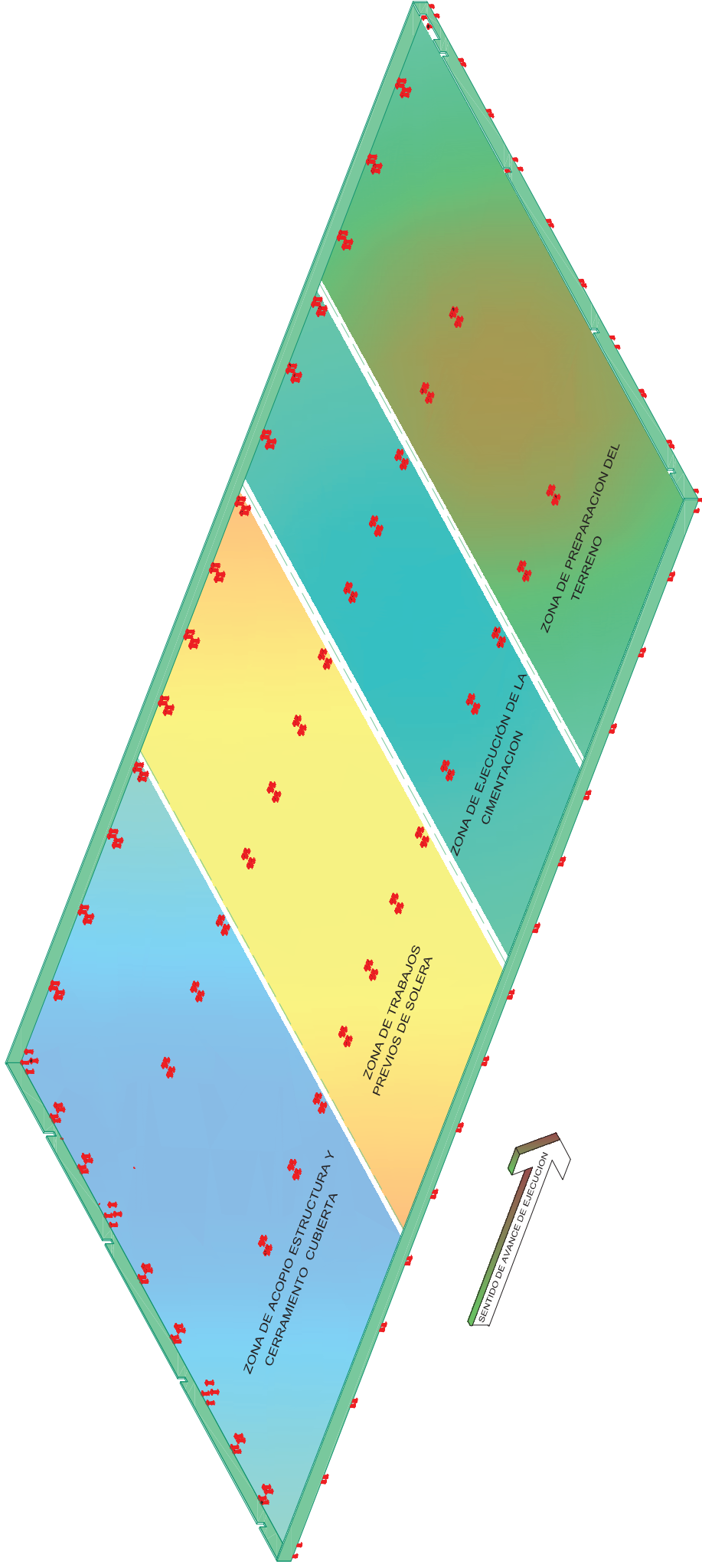
EL proceso de montaje habitual de la estructura de un edificio secuenciado se describe a continuación, siendo exactamente modulado y ordenado por fases:

COMPARATIVA DE CAPITULO ENTRE EDIFICIO Y AUTOPORTANTE

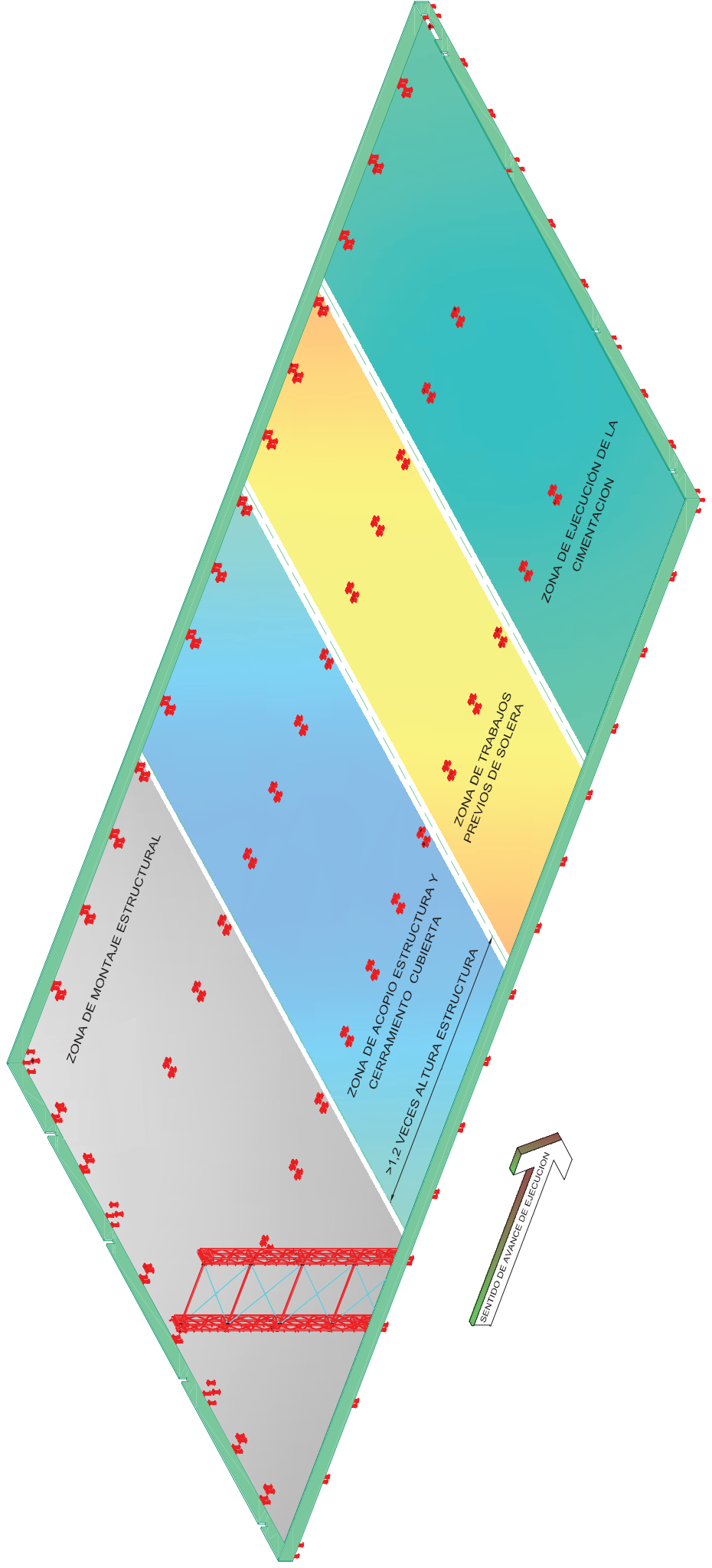
El concepto de montaje de ambas soluciones es distinto. En autoportante, se premontan inicialmente las escalas y luego se colocan con grúa en su sitio, a la vez que se van atando y arriostrando con el resto de elementos. En algunos casos incluso se premontan módulos de varias escalas con sus largueros, arriostrados, etc de modo que se izan conjuntos. Presenta la ventaja de montar en el suelo elementos que a cierta altura llevan más tiempo y además tienen la influencia del viento sobre la tarea de montaje.

Este sistema es aplicable a la estantería interior. Aunque al ser interior presenta la ventaja de evitar las acciones climatológicas adversas que implican sobrecostes de tiempo y horas de montaje que en algunos casos son importantes.

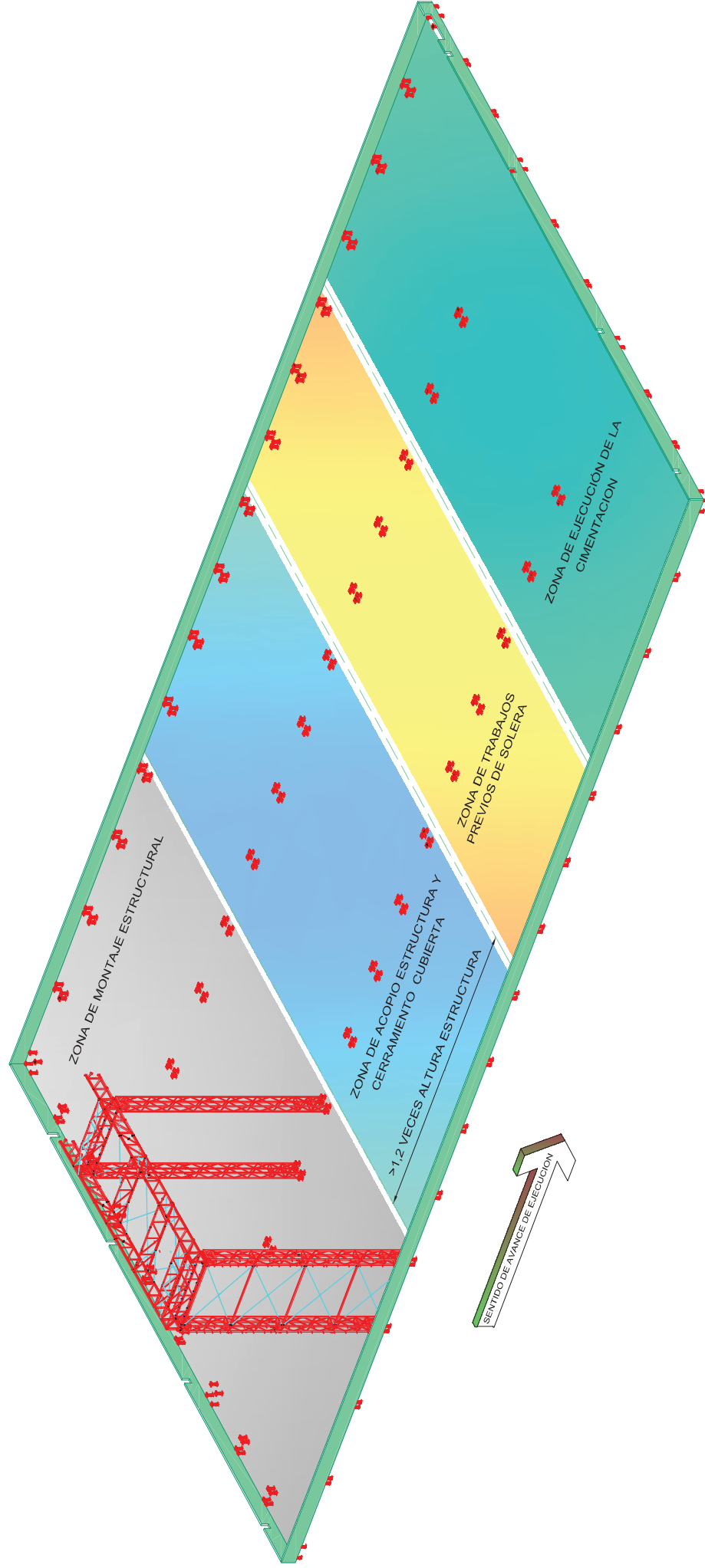
TRABAJO PREVIOS, SECUENCIA DE AVANCE



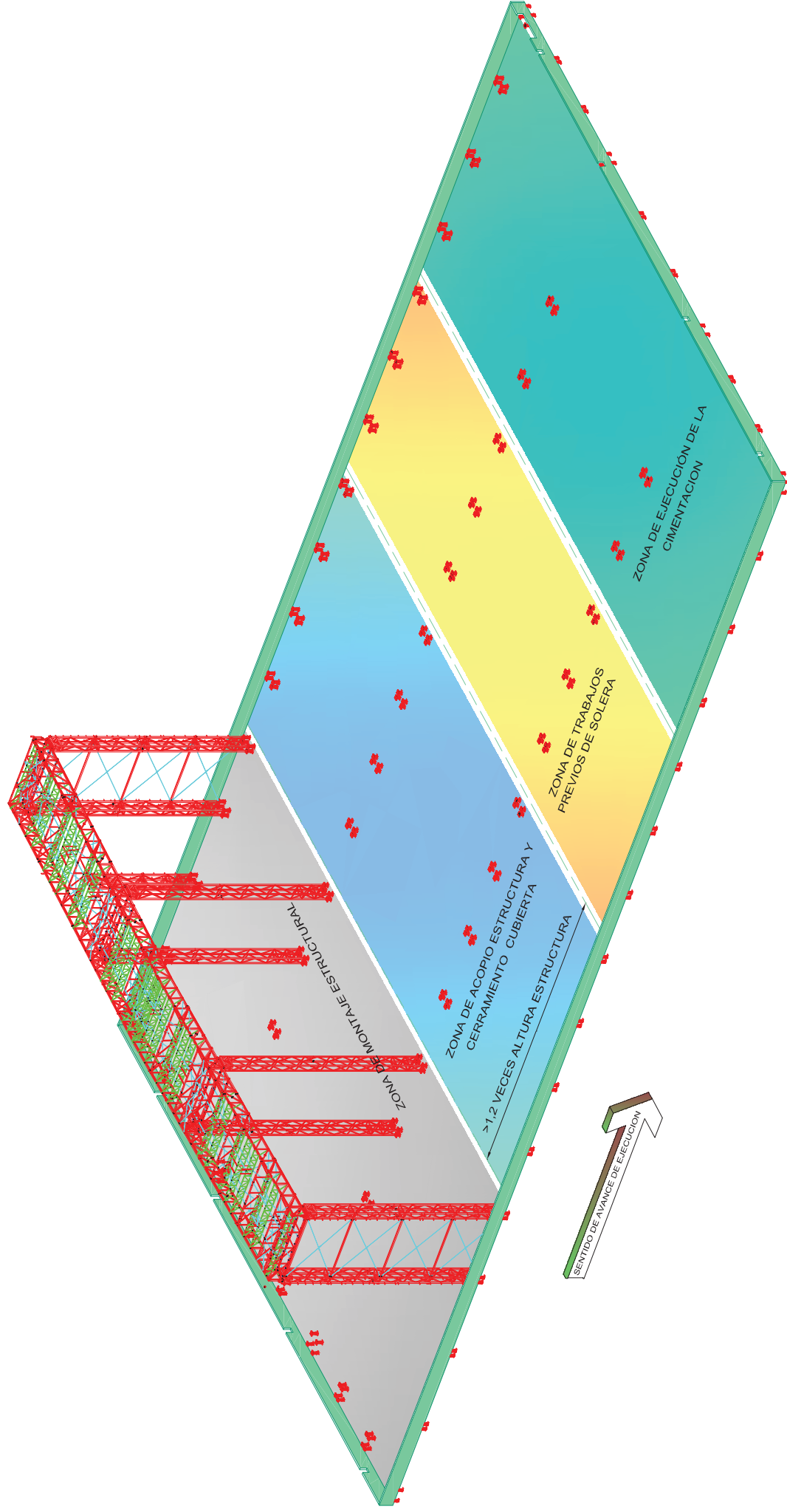
ARRIOSTRADO ENTRE BARRAS



COLOCACION ARRIOSTRAMIENTOS CUBIERTA

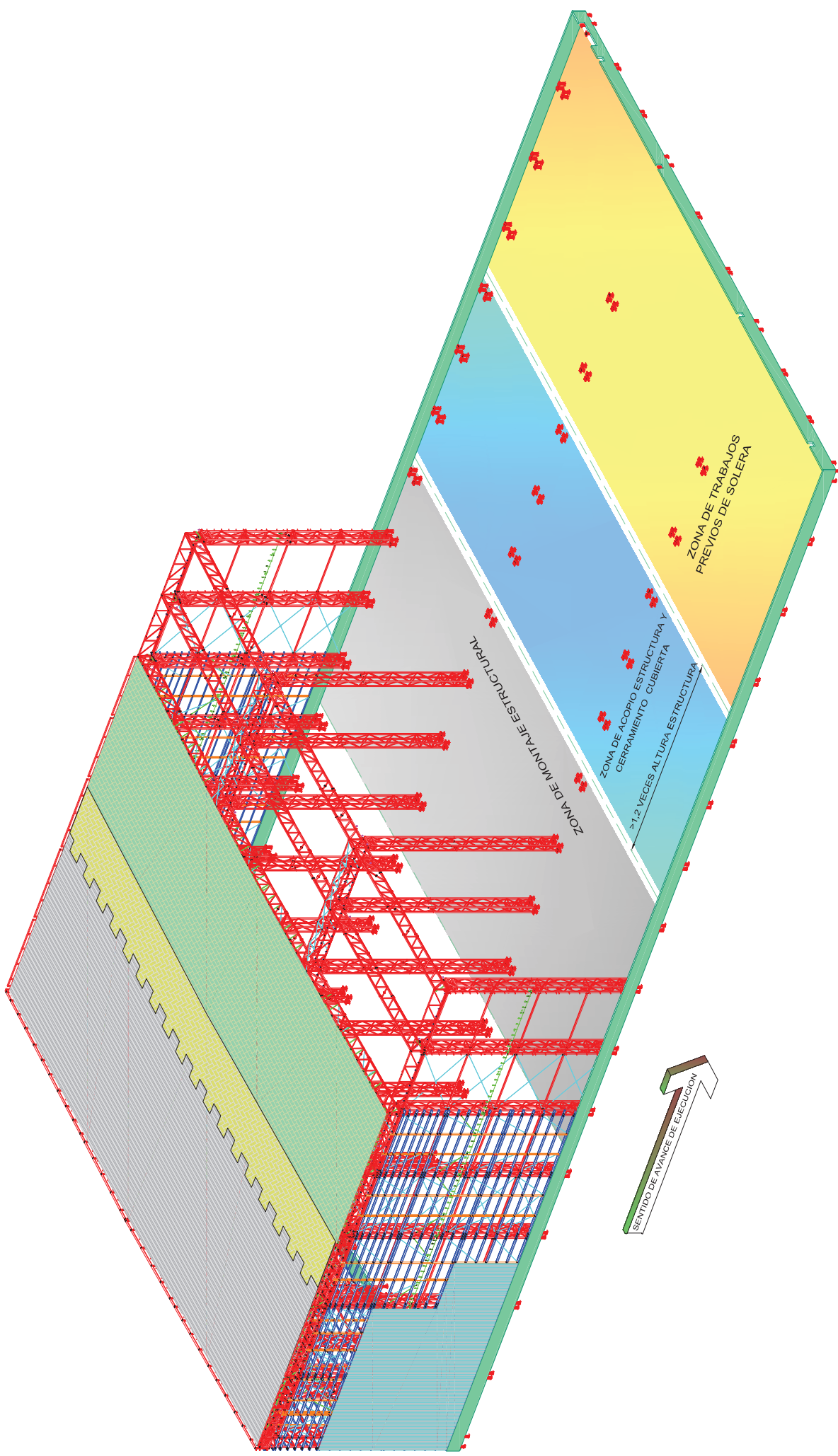


COLOCACION CORREAS Y ATADOS CUBIERTA

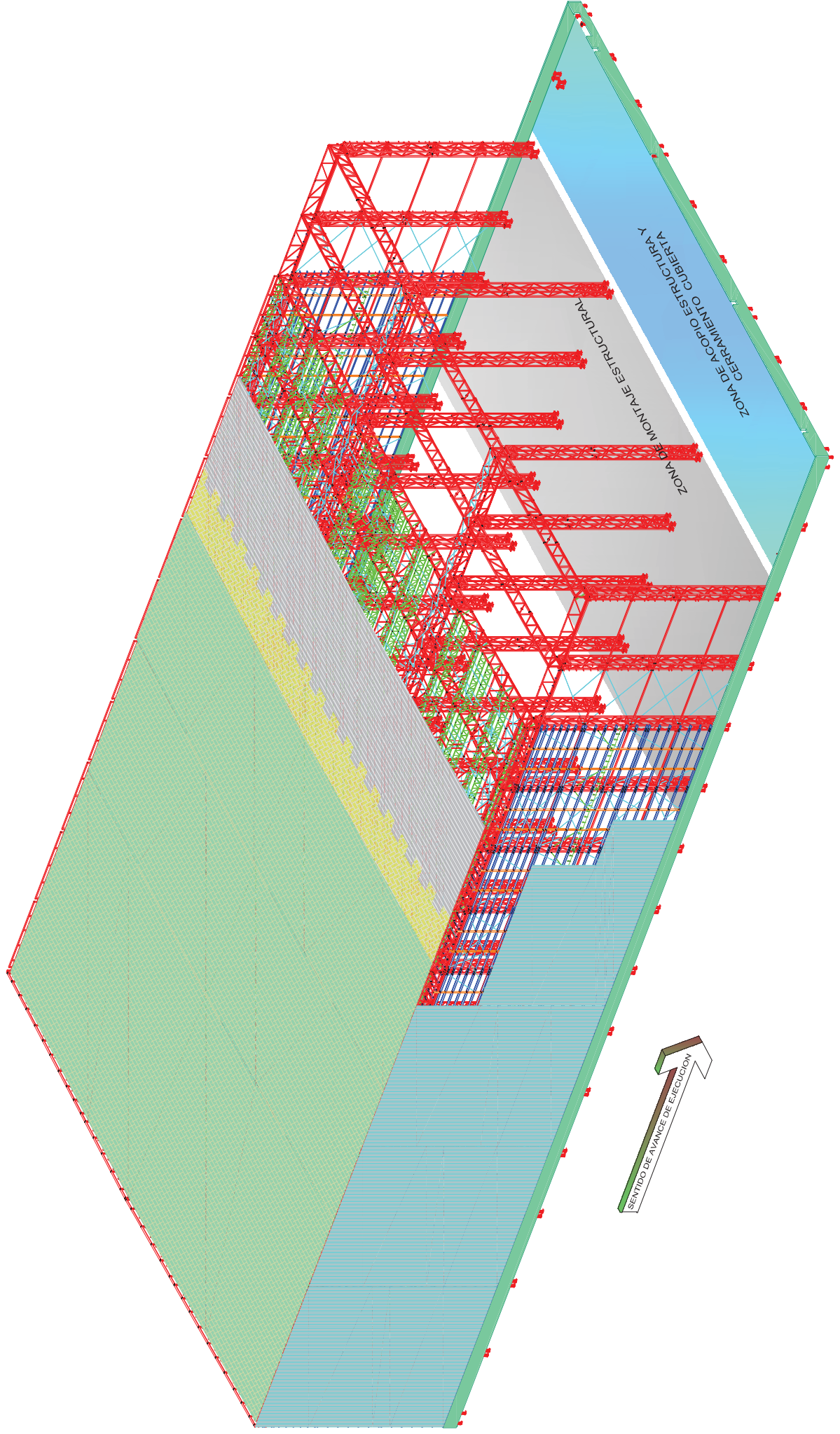


INICIO MONTAJE LANA, LAMINA Y PANEL FACHADA

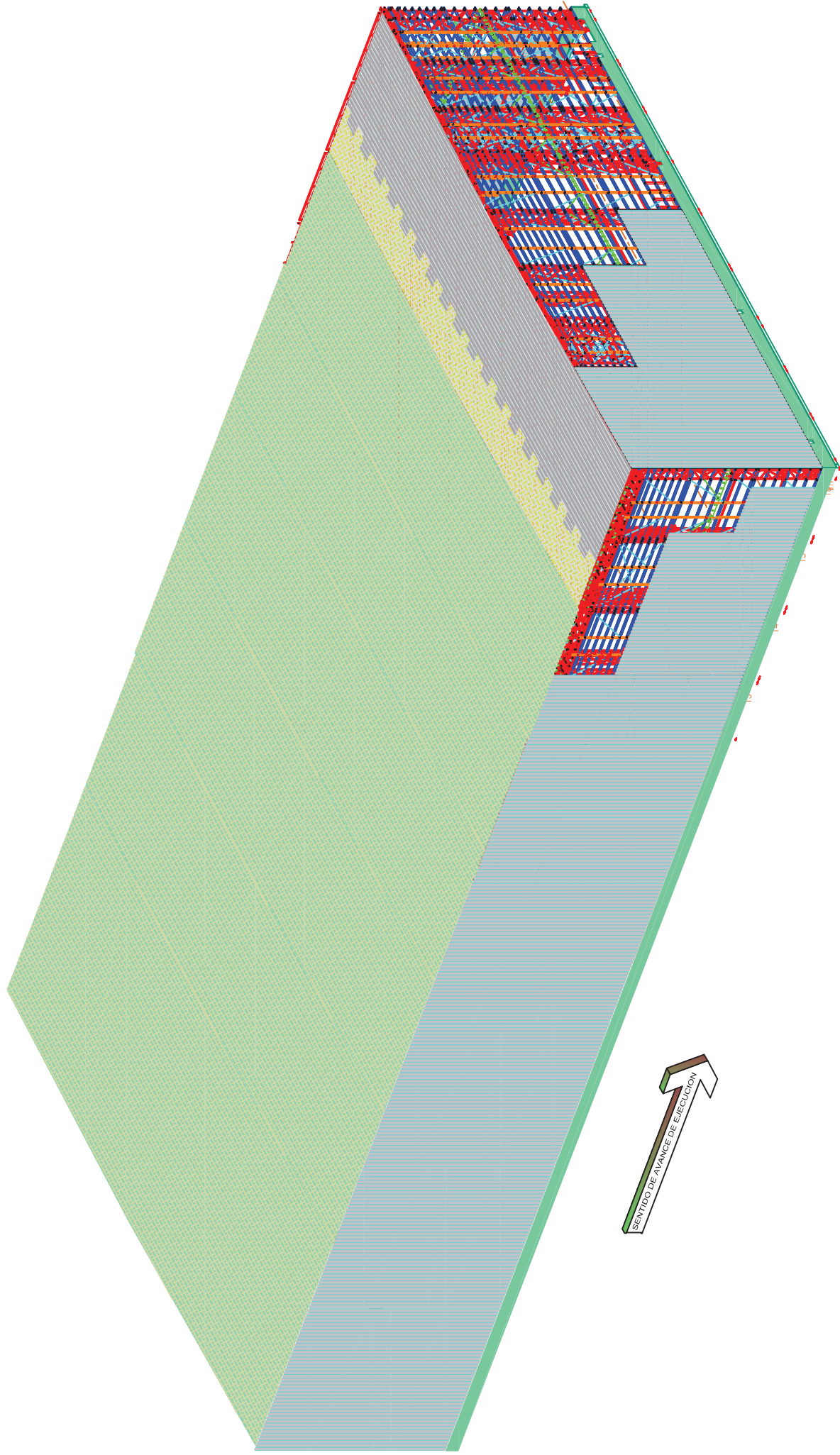
INICIO MONTAJE SUPORTACION CUBIERTA



AVANCE DOS VANOS



FIN MONTAJE ESTRUCTURA Y AVANCE CERRAMIENTO



K. EQUIPAMIENTO INTERIOR

EQUIPAMIENTO INTERIOR

Todo edificio logístico está pensado para albergar el equipamiento logístico siendo ésta la base fundamental del funcionamiento. Este equipamiento, que se implanta en un layout de forma completa está dispuesto en diversos elementos como son entreplantas técnicas, estantería, etc.(FIGURA K1).

Las entreplantas que se disponen en uno o varios niveles soportan todo el sistema logístico de decisión, operación y almacenamientos temporales de las cadenas logísticas. Si el almacenamiento es importante aparece la necesidad del silo, normalmente automatizado, sobre estantería.

Para el diseño de entreplantas y estanterías la normativa de aplicación deja de ser la normativa de construcción tipo CTE, EC o EAE, y pasa a ser la normativa de manutención FEM y las EN correspondientes. Este tipo de elementos no tiene la consideración de construcción sino de equipamiento. Por tanto a todos los efectos nunca computa como edificabilidad ni le es aplicable la normativa contraincendios en cuanto a Estabilidad a fuego necesaria. Bien es cierto que si le es de aplicación la normativa de evacuación en cuanto a recorridos, escaleras, anchos de pasillos, etc.



FIGURA K1. DIFERENTES EQUIPAMIENTOS DE ESTANTERÍA /ENTREPLANTA

Por lo tanto, en cuanto a equipamiento, la normativa a aplicar en general es la indicada por la FEM [11] (Federación Europea de Manutención) y a partir de su normativa paulatinamente se van generando las EN correspondientes. Actualmente en vigor como EN se encuentran las siguientes normas de aplicación :

- UNE-EN 15629 (Especificaciones)
- UNE-EN 15620 (Tolerancias, Deformaciones y Holguras)
- EN 15512 (Diseño Estructural)
- EN 15635 (Uso y Mantenimiento)
- prEN15878 (Clasificación y Definición de los Sistemas de Estanterías)
- UNE-EN 15095 sistemas Bases móviles, Carruseles horizontales y Vertical (Elevadores o Rotativos)

A partir de aquí existen otra serie de normas de la FEM que están en proceso de convertirse en EN, a través del comité CEN TC 344 (CEN= Comité Europeo de Normalización):

- ESTANTERIAS CARGA MANUAL FEM 10.2.06
- ESTANTERIAS COMPACTAS (DRIVE_IN) FEM 10.2.07
- ESTANTERIAS EN ZONAS SISMICAS FEM 10.2.08
- ESTANTERIAS CANTILEVER FEM 10.2.09

No se debe confundir lo que es estructura con lo que es equipamiento. La normativa de estantería define expresamente la diferencia y clasifica los tipos.

En concreto, los más habituales en los edificios logísticos son la entreplanta sobre pilares o sobre estantería y la estantería puramente dicha tipo miniload, carga manual, paletizada, almacenamiento vertical o cantilever, según se define en la UNE-EN 15878 (FIGURA K2).

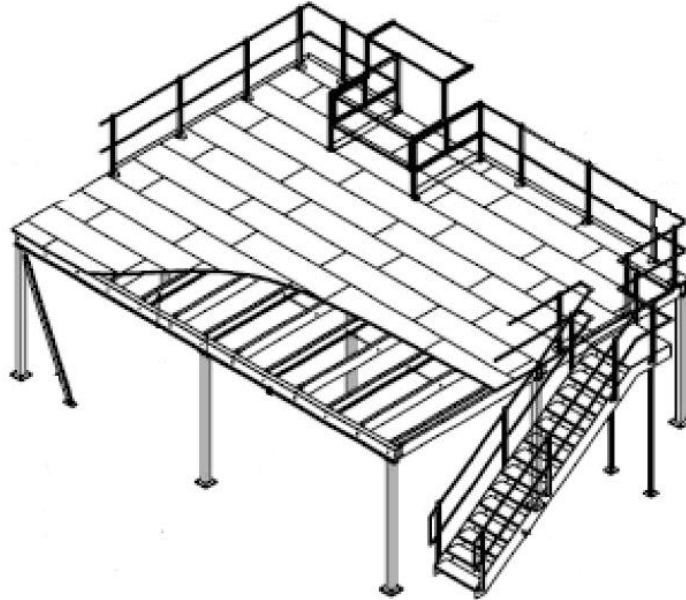


FIGURA K2. ESQUEMA ENTREPLANTA SOBRE PILARES SEGÚN UNE EN 15878

ESTANTERIA

El proceso de diseño de este tipo de elementos difiere sensiblemente del cálculo estructural de un edificio debido a que existen factores diferentes que condicionan el diseño. Uno de los factores importantes es la utilización de elementos conformados de sección abierta y compleja, con uniones específicas.

Además el diseño debe estar avalado por ensayos, totalmente tipificados, de largueros, montantes, uniones, etc. El proceso siempre parte de un análisis preciso, normalmente empleando programas con elementos finitos y cálculo no lineal (FIGURA K3).

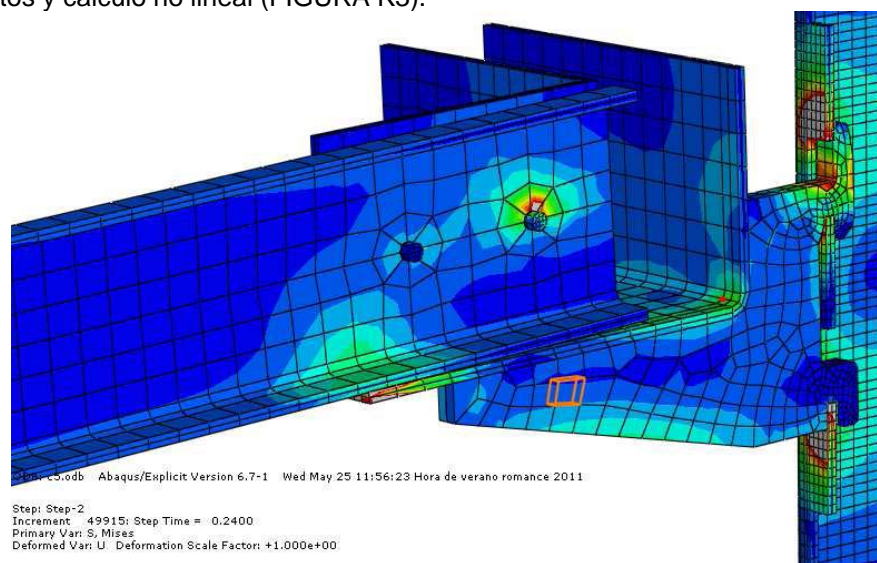


FIGURA K3. ANALISIS MEF RIGIDEZ DE UNIÓN

A partir del diseño teórico inicial es necesario validar los elementos de forma individual (prueba de compresión, flexión,...) según especifica la norma. En cuanto a las uniones es preciso ensayarlas y obtener la curva de rigidez real (FIGURA K4).



FIGURA K4. ENSAYO RIGIDEZ DE UNIÓN

La curva de rigidez se obtiene utilizando un pistón que ejerce una fuerza sobre la unión y un sensor de desplazamiento que mide la deformación en ese punto. Ambos registros se marcan punto a punto y se obtiene la curva de rigidez (FIGURA K5).

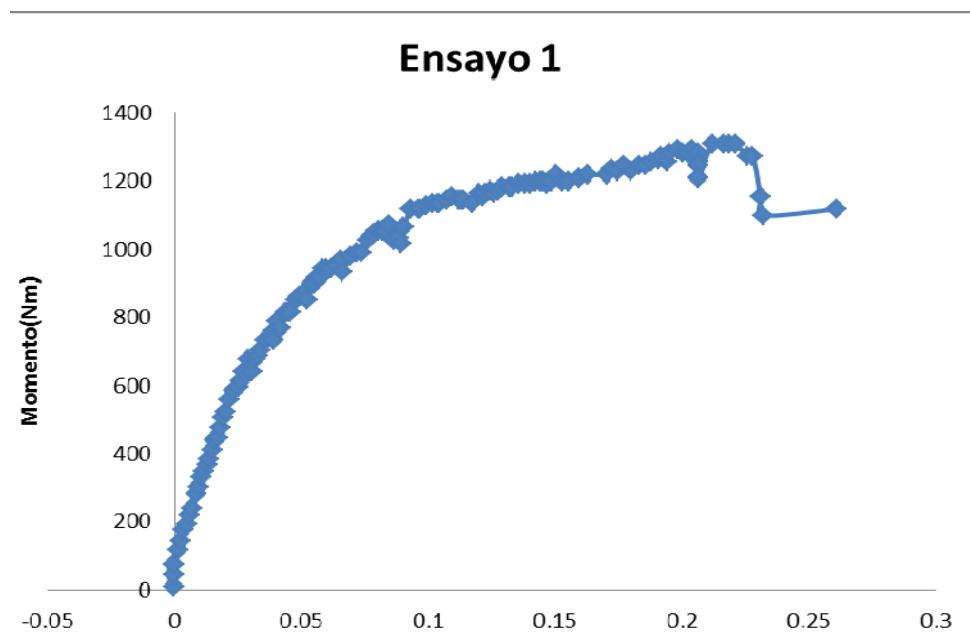


FIGURA K5. GRAFICA DE RIGIDEZ DE UNIÓN (Momento-desplazamiento)

Esta curva de rigidez debe reintegrarse al modelo de cálculo para obtener el resultado global real. Esta parte se hace con un modelo de elementos barra en vez de hacer un mallado completo por elementos finitos de toda la estructura (FIGURA K6).

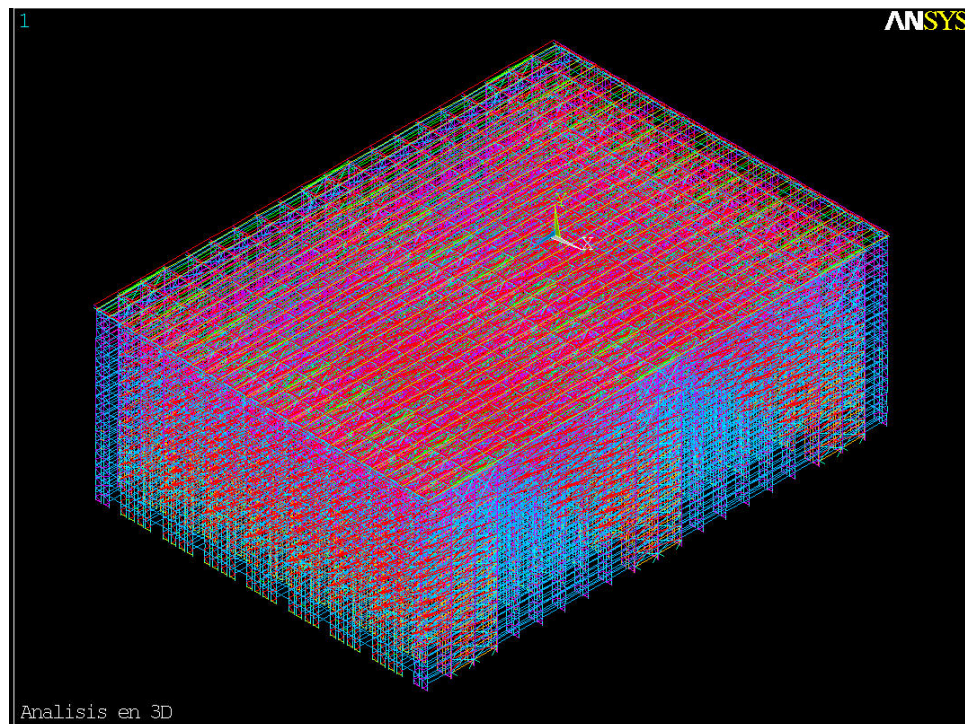


FIGURA K6. MODELO DE CALCULO CON ELEMENTOS BARRA EN 3D COMPLETO

Son estructuras trianguladas muy ligeras y muy repetitivas donde interesa optimizar cada elemento porque luego se repite miles de veces exactamente igual (FIGURA K7).



FIGURA K7. DETALLE DE ESCALA DE ESTANTERÍA

Para el diseño se toma la geometría exacta de la pieza por puntos, con radios y plegados exactos, extrayendo de aquí las propiedades exactas de la sección (FIGURA K8).

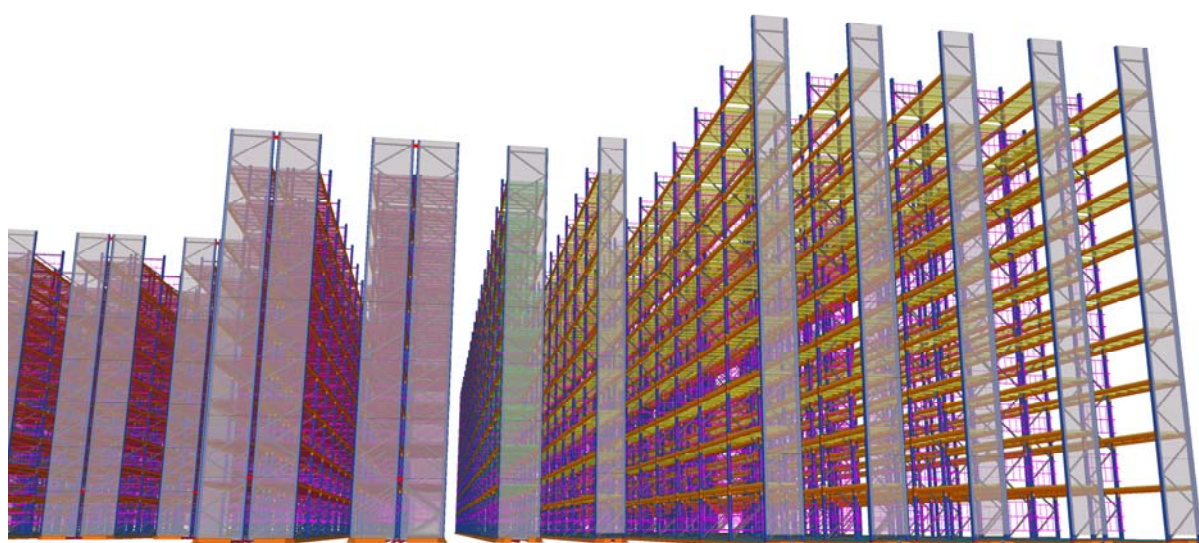
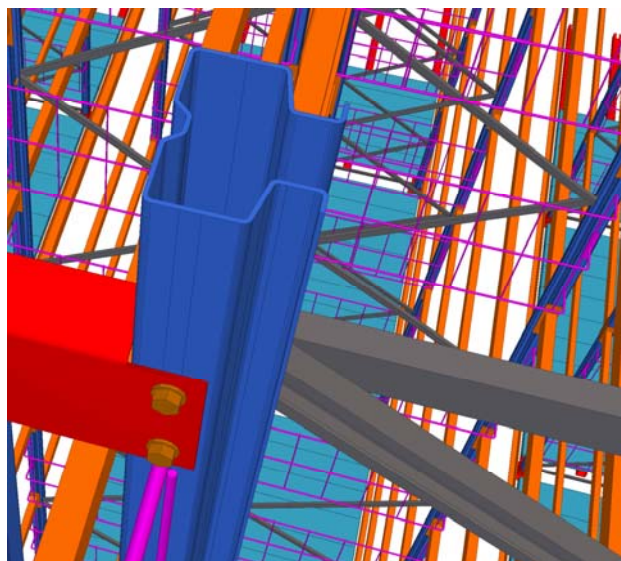


FIGURA K8 PERFILES TIPO EN ESTANTERÍA

Estos elementos, normalmente multiperforados con una secuencia y modelos fijos tienen todas las uniones diseñadas para ese multiperforado. En los casos de estantería autoportante, es necesario incluir las acciones de viento y nieve sobre una fachada fijada a la estantería en el perímetro y recalculando el perfil superior para soportar la cubierta

ENTREPLANTAS

Las entreplantas normalmente también diseñadas por empresas especializadas son optimizadas por elementos debido a su repetición de elementos. Es habitual el trabajar con mallas en torno a los 6m de luz en ambos ejes entre pilares y perfiles conformados para soportar cargas que suelen estar entre los 250 y los 750 kg/m² de sobrecarga de uso más el peso propio del suelo. Éste suelo suele ser a base de trames o a base de tablero de espesor entre 30 y 38mm que soporta estas cargas con correas conformadas separadas 700-800mm aprox.

A partir de esta malla general, se introducen todas las particularidades que tiene cada entreplanta:

- Formación de huecos para equipos, rampas o escaleras
- Refuerzos para equipos pesados o con cargas puntuales elevadas mediante la implementación o sustitución de perfiles conformados por laminados (evitar fenómenos locales de pandeo o abolladura)
- Generación de estructuras colgadas y no apoyadas para transportadores o clasificadores
- Disposición de barandilla perimetral



FIGURA K9. ENTREPLANTA CON TRAMEX

En su diseño básico se simplifica al máximo, con pilares empotrados en la base en ambas direcciones, fijados a solera. A estos pilares llegan vigas, normalmente perfiles laminados tipo doble T, que tienen uniones articuladas a éstos, lo que genera uniones muy sencillas (FIGURA K9). A partir de estas vigas se disponen habitualmente perfiles conformados (correas) que soportan las cargas transmitidas por el suelo como sobrecarga de uso y equipamientos previstos. Generalmente este elemento conformado es un perfil de sección compleja tipo sigma o similar, con multiperforados de diferentes tamaños para fijaciones o para permitir el paso de pequeñas instalaciones.

El suelo habitual de las entreplantas presenta diferentes configuraciones. Con tránsito de traspaletas lo habitual es utilizar tablero, en torno a 30-35 mm de espesor que puede llevar una chapa metálica galvanizada superior para evitar el marcado o hundimiento de las ruedas. Otra opción también habitual es utilizar trames en sus diferentes mallas y configuraciones.

Los equipos que se apoyan sobre la entreplanta presentan diferentes tipos de apoyos en función de la carga y del tipo de perfil sobre el que apoyan. Es habitual que para cargas concentradas importantes se sustituyen los perfiles sigma por perfiles laminados (FIGURA K10).

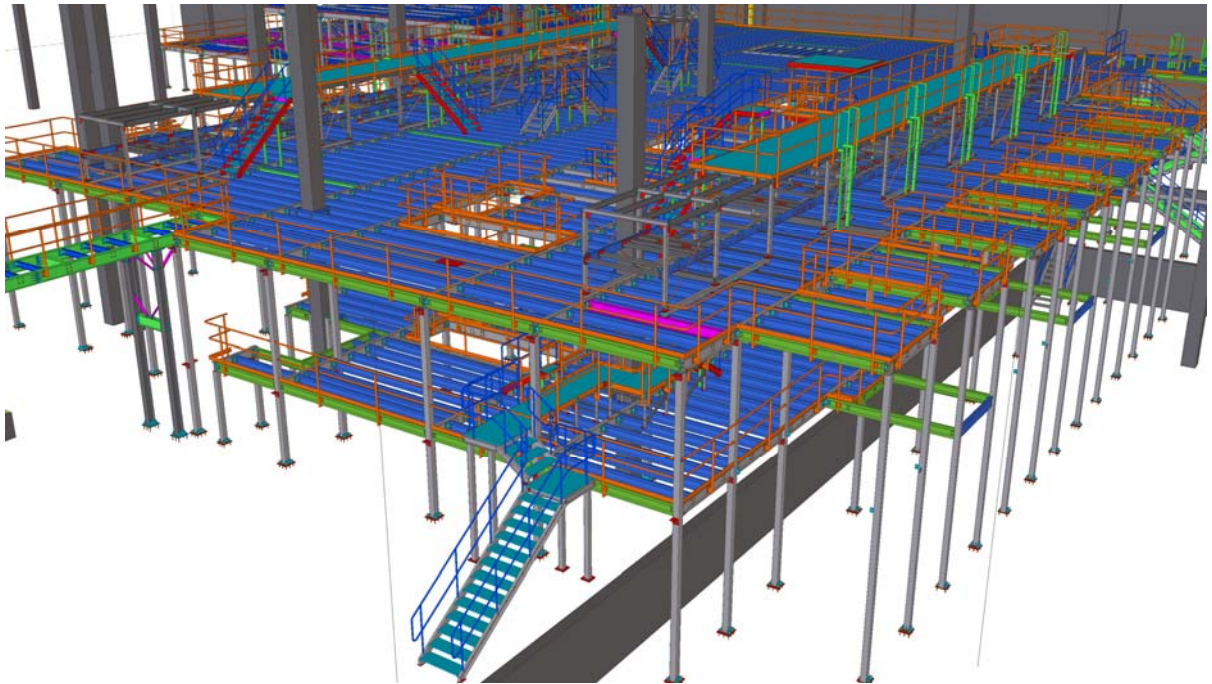


FIGURA K10. ENTREPLANTA CON DIFERENTES EQUIPAMIENTOS

Existe una gran variabilidad de estructuras (FIGURA K10) que se conforman a partir de la malla tipo de pilares y vigas. Esta malla tipo se configura para adaptarse en lo posible a la entreplanta pero a partir de ella se generan multitud de estructuras específicas para cada caso. Un caso particular son las plataformas colgadas de la estructura principal sin apoyar en el nivel inmediatamente inferior (FIGURA K11 y K12).



FIGURA K11. ENTREPLANTA DESCOLGADA



FIGURA K12. EQUIPAMIENTO COMPLETO

La estructura de equipamiento se integra con la estructura del edificio (FIGURA K13)



FIGURA K13. ESTRUCTURA DESDE EL INTERIOR

Lo mismo ocurre con los huecos necesarios en la estructura para el paso, giro y cambio de nivel de los transportadores.



FIGURA K14. HUECOS EN SUELO DE ENTREPLANTA PARA CLASIFICADOR

CLASIFICADORES

Son equipos específicos que dentro de los layout gestionan y deciden los caminos de la mercancía una vez que entra en el sistema.

Sus necesidades de tolerancias de apoyos, cargas, dimensiones y niveles condicionan el edificio logístico en la zona que ocupan. Se disponen dentro del edificio logístico y nunca dentro de los silos de almacenamiento (FIGURA K15).



FIGURA k15. CLASIFICADOR

RELACION ENTRE DESPLAZAMIENTOS Y AUTOMATIZACIÓN

En almacenamientos automatizados son los transelevadores los que sustituyen a las personas en el manejo de la mercancía. Esto da lugar a una serie de requerimientos adicionales estructurales debido a sus necesidades de precisión, cargas, flechas, ...

Básicamente, en edificios con estructura principal independiente de la estructura de estantería y entreplanta es necesario prever las distancias necesarias para evitar que ambos elementos entren en contacto y provoquen apoyos y reacciones no previstas (FIGURA K16).

Habitualmente se trabaja con desplazamientos límite de la estructura del edificio de $L/300$.

Pero a mayores tenemos las tolerancias de fabricación y de montaje. Y a esto hay que sumarle las tolerancias y movimientos que tiene la estantería que soporta las cargas y los transelevadores.

En caso de que la holgura no fuese suficiente, es posible que la estantería esté soportando esfuerzos adicionales debido a que la estructura principal apoya en ella, por lo que también tendrá desplazamientos mayores, lo que puede dar lugar a errores de posición en los transelevadores.

Para todo esto, una vez que se finaliza una instalación, se realizan los denominados “protocolos de medición”, en los que se comprueban todas las medidas que afectan al edificio, a la estantería, a la entreplanta de cabecera y sobre todo a todas las posiciones relativas al transelevador.

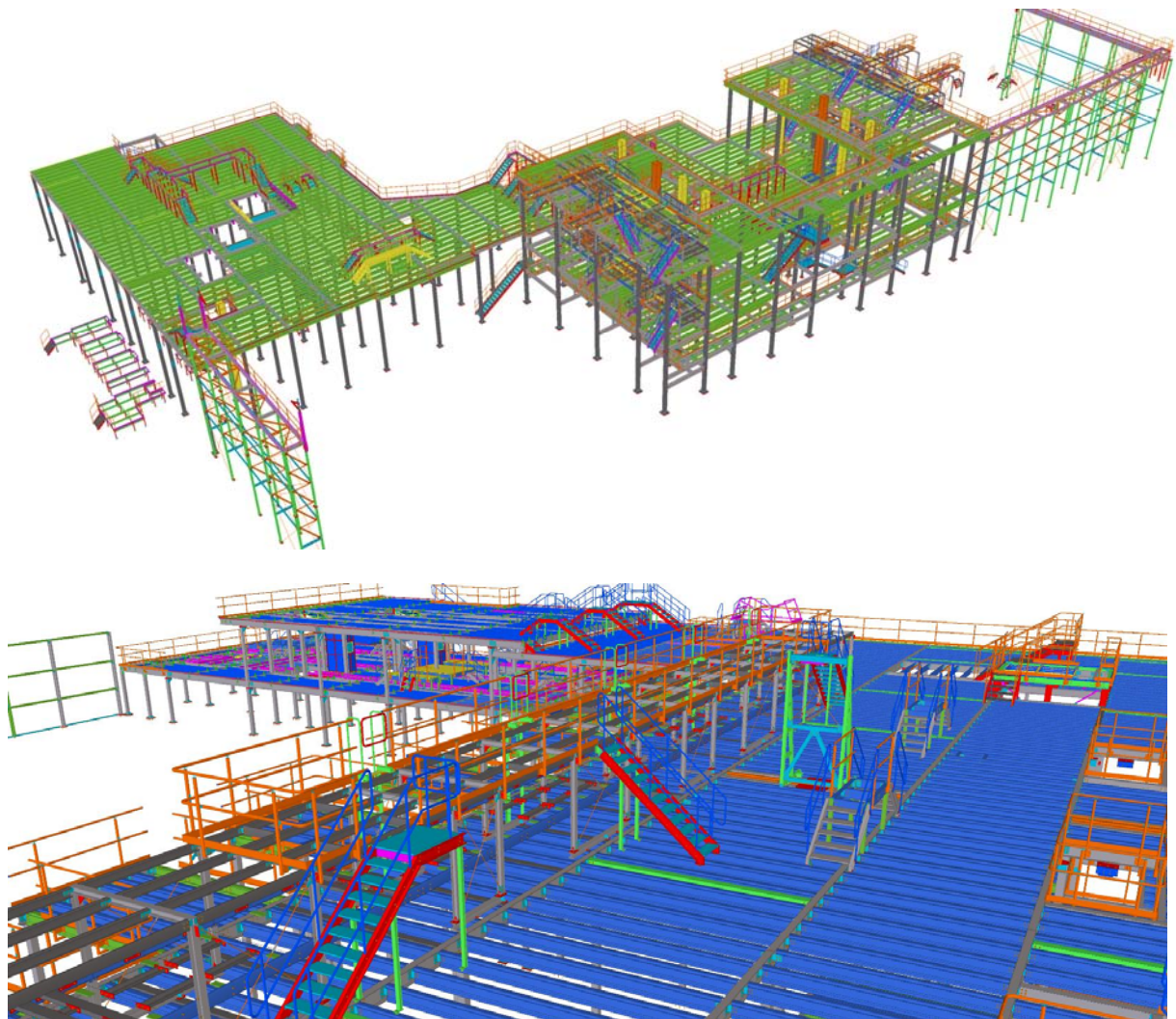


FIGURA K16. TIPOLOGIAS DE ENTREPLANTAS CON EQUIPAMIENTO AUTOMATIZADO

FUNCIONAMIENTO DE UN TRANSELEVADOR

Un transelevador (FIGURA K17) es una máquina que efectúa los movimientos de estiba y desestiba sobre los huecos de las estanterías, siguiendo una secuencia (ciclos) completamente automática sin intervención humana. En el movimiento de ubicación, toma el palé desde una mesa externa y contigua a cada pasillo, denominada mesa de centraje debido a que el palé debe estar centrado en una coordenada concreta para que el transelevador lo estibe sin problemas, posicionándose desde allí, siguiendo un trazado diagonal, hasta el nicho correspondiente.

Igualmente, en el movimiento de extracción, toma la carga desde el alvéolo correspondiente y siguiendo una trayectoria diagonal como composición de dos movimientos, uno horizontal y otro vertical, se posiciona para dejar el palé en una mesa de centraje. Puesto que existen (al menos) dos motores, uno para los movimientos de elevación, otro para los movimientos de traslación, y dichos motores generan aceleraciones y velocidades diferentes, un transelevador describe inicialmente un trazado diagonal como composición de dos movimientos, siguiendo la silueta de la diagonal principal.

Transmite esfuerzos de frenado importantes a sus guías superiores e inferiores que deben tenerse en cuenta en el diseño estructural de su soporte.



FIGURA K17. TRANSELEVADOR

AUTOPORTANTE: La estantería autoportante, no deja de ser una estantería a la que se le coloca un cerramiento exterior, por lo que recibe las acciones climáticas correspondientes como son viento y nieve principalmente, además del peso propio del cerramiento.

La diferencia es que, con respecto a un edificio, va a tener unas tolerancias de desplazamientos horizontales mucho menores, ya que el equipamiento se apoya en la misma estructura que soporta el viento y la nieve, lo que requiere rigideces mucho mayores.

COMPARATIVA DE CAPITULO ENTRE EDIFICIO Y AUTOPORTANTE

A nivel general y de equipamiento, la estantería interior y la estantería autoportante son similares. Solo deben tenerse en cuenta los esfuerzos y desplomes adicionales que tiene el autoportante y que puedan afectar a los equipos.

L. ERRORES Y CONCEPTOS EQUIVOCADOS HABITUALES

ERRORES EN EL PROCESO HABITUALES

Existen una serie de conceptos que se aplican de forma errónea, no porque lo sean en general, sino porque su aplicación a este caso concreto de edificios representa una ineficiencia estructural, tanto sea por coste, por situaciones inestables, por indefiniciones o por elementos mejorables.

Como elementos que a lo largo de las obras de edificios se ven y que se pueden considerar mejorables se pueden citar los siguientes:

1.- Estructuras soldadas en obra. Cuando la prefabricación de un edificio de miles de toneladas de acero se realiza sin prefabricación, o con una prefabricación mínima como cortar los perfiles en largo únicamente e imprimirlos, se disparan varios ratios importantes a tener en cuenta. El primero es el referente al tiempo de ejecución. Existen edificios de 5000 Ton de acero que ha llevado 18 meses montar solo la estructura mientras que edificios similares del mismo peso y prefabricados totalmente en taller se han realizado en 5 meses incluyendo los cerramientos, la sujeción de instalaciones y las propias instalaciones. Esta diferencia tiene un importante valor económico de repercusión de una inversión que tarda más tiempo en empezar a amortizarse y en poder utilizarse. Además, otro valor a tener en cuenta es la independencia de las condiciones meteorológicas, ya que para la soldadura en obra afecta el viento, la lluvia, el frío extremo, etc. Otro parámetro es el control de calidad de la ejecución ya que no es lo mismo integrarlo en un taller dentro de una cadena de montaje de estructura que hacerlo en obra, en peores condiciones de trabajo y de posibles reparaciones en altura, etc.....

2.- El diseño de los pilares, como hemos visto, representa una parte muy importante de la cantidad de acero utilizado en el edificio. Por ello la repercusión de su análisis es muy importante en la optimización de la estructura. Por ello ciertas tipologías de pilares no son recomendables por su elevado peso en este tipo de edificios de altura libre importante. Es el caso de los pilares laminados formados por dos perfiles empresillados, que suponen pesos por metro lineal de pilar elevados, frente a utilizar pilares en celosía. El ratio diferencial es muy elevado ya que son pilares que para la misma función pesan el triple en muchos casos (los laminados empresillados frente a los de celosía). Y además, a efectos de protección intumescente presentan una superficie expuesta muy elevada. Y en cuanto a soldadura, dados los espesores de presillas y la distancia entre ellas necesaria, precisan más cantidad de soldadura que un pilar en celosía espacial.

3.- La eficiencia constructiva pasa por un parámetro importante que es la modularidad. Es decir, los edificios deben estar basados en una malla uniforme en ambos sentidos que debe sólo ajustarse en los encuentros con la fachada perimetral pero que debe ser siempre la misma en el resto. Esto implica que con uno o dos modelos de pilares, otros tantos de cerchas y también de correas, a nivel fabricación y montajes se pueda realizar el 90% de la obra... La primera ventaja está en la optimización de la compra del material ya que a menor variación de perfiles y más peso del mismo perfil es más fácil realizar la integración en largos en los perfiles y/o conseguir laminaciones a medida de cantidades altas. La siguiente repercusión está en la fabricación ya que para series grandes de un mismo elemento, existe un útil que diluye su coste y que compensa realizar, que se llama plantilla base o "cama". Este elemento es un molde para la colocación de todos los elementos de tal forma que comprobado el primero y ajustado permite eliminar los problemas de control dimensional, errores de armado y deflexiones debidas a temperatura por soldadura. Evidentemente esto sólo se puede realizar con series altas ya que el molde requiere bastante tiempo de ejecución, pero prácticamente elimina el trabajo del armador al mínimo. Otro punto a favor de la modularidad uniforme es la logística. Es un parámetro que afecta directamente al montaje en obra ya que el que se tenga un acopio de elementos iguales facilita el montaje y reduce errores mientras que tener muchas piezas diferentes con posiciones específicas implica el tener que distribuir muchos elementos distintos para obra y esto afecta al tránsito de elementos fabricados desde taller. La carga de camiones y su gestión se facilita y se abarata bastante si cargamos piezas iguales que si cargamos piezas diferentes, que va a repercutir probablemente en mayor volumen de carga (más camiones) y va a implicar que cada camión deba llevar una secuencia diferente en función de la planificación del montaje en obra. Esto es sobre todo un problema para el taller, ya que con los plazos habituales cortos, le obliga a fabricar según el orden de carga y le impide hacer series largas iguales, imposibilitando mejorar ratios, evitar problemas variables y hacer plantillas.

4.- Diseño de elementos prefabricados. Los elementos prefabricados además de estar diseñados para su función concreta en la estructura deben estar diseñados para que sea posible su movimiento y montaje en obra. Es posible ver pilares de 30m de longitud que sólo son estable "de pie" pero que no pueden descargarse y moverse por la obra porque son celosías solo con montantes pero que carecen

de diagonales (en horizontal colapsan). El diseño de nudos viga-pilar también debe estar pensado para el montaje, es decir, es siempre conveniente que la viga pase por encima del pilar, teniendo sólo una unión por cordón de pilar, que no interrumpir la viga y las correas y hacer nudos en cada una de las 4 caras del pilar, que va a implicar que cualquier variación diferencial implique que no acoplan los elementos. Lo mismo ocurre con las tolerancias de fabricación, que en ciertos elementos cobran una gran importancia. Es el caso de los elementos que son continuos a lo largo de toda la obra como pueden ser los tubos de compresión. Si no se ajusta la tolerancia de longitud o no se prevé la colocación de forros, puede ocurrir que la suma de tolerancias invalide la prefabricación. En el caso de un edificio de 200m de largo con tubos de compresión de 10m que según la normativa puede llegar a tener una variación de longitud de $L/1000$, es decir 10mm, en 20 unidades continuas estamos en 20cm, lo que ocasiona un desplome importante e invalida uniones de otros elementos, aunque a nivel de control de calidad general según normativa sí sería un elemento válido. Este caso y otros deben preverse desde la fase de diseño y especificarse, tanto a nivel de solución prevista como de fijar tolerancias más estrictas.

5.- En el caso de correas conformadas (FIGURA L1) existen elementos que mejoran mucho el ratio de peso de la estructura con muy bajo coste. Es el caso de los solapes entre correas que cambia la ley de funcionamiento de viga bi apoyada a continua, reduciendo sensiblemente la sección.

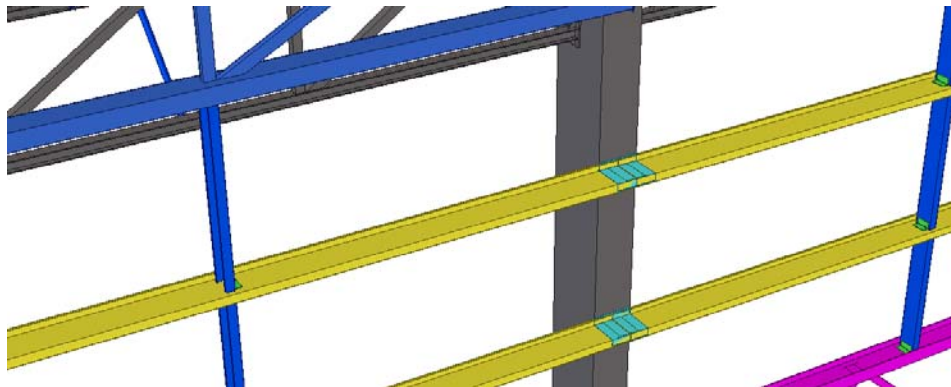


FIGURA L1. CORREAS CONFORMADAS

6.- Para el empuje en continuidad de cordones de celosía (FIGURA L32) que en alguna combinación de carga trabajen a tracción, no es admisible el utilizar chapas de testa soldadas por ambas caras. Por lógica, ante esfuerzos de tracción existe un claro peligro de rotura por defecto de laminación. Este caso, de ser estrictamente necesario debe controlarse sobremanera con un control de este material en suministro al 100% del material y es recomendable utilizar un coeficiente corrector de minoración de la capacidad resistente de esa unión.

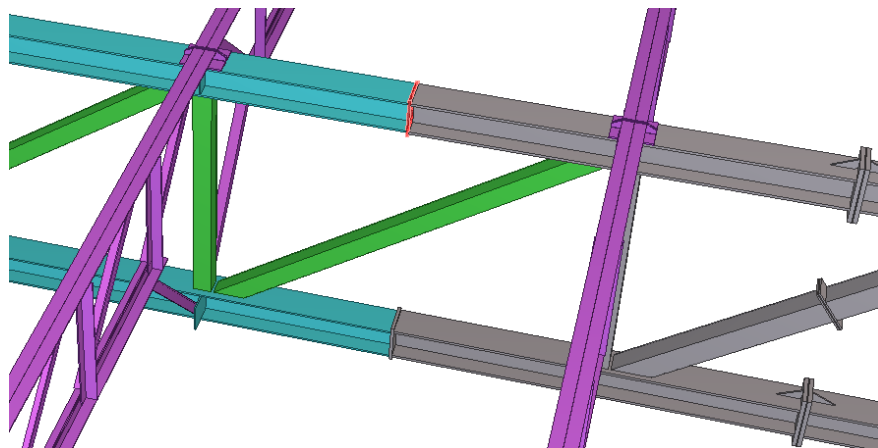


FIGURA L2. UNION DE CORDONES DE CELOSIA

7.- Existen diseños de celosías con perfil tubular que no realizan comprobaciones necesarias con tubos de pared muy baja y que al comprobarse se verifica que no es posible la unión directa de los tubos en celosía con unión soldada, siendo necesario el refuerzo de la pared. Esto debe preverse en fase de diseño a la hora de considerar el espesor de pared de los cordones principales de la celosía.

8.- Coordinación con instalaciones. Es habitual todavía que la integración de las instalaciones en un edificio de este tipo sea parcial, es decir, que se suelen disponer valores de sobrecarga uniformes en cubierta o como mucho cargas puntuales en zonas de máquinas o Racks en previsión pero poco más. Esto obliga en fase de obra a resolver multitud de detalles y encuentros, en una fase de ejecución que no está pensada para ello. Las instalaciones que se planifican de esta forma pueden presentar problemas de espacio insuficiente, de interferencias con estructura o entre las propias instalaciones, de sobrecargas superiores a las previstas en unas zonas y sobre dimensionado en otras, de disponer elementos secundarios no diseñados para hacer su sujeción y/o transmitir esfuerzos de dilataciones, movimientos de fluidos, cargas puntuales de antisísmicos, etc.... Todo esto se soluciona integrando completamente el diseño cerrado de instalaciones en fase de diseño estructural. Es preferible empezar la obra unas semanas más tarde y de forma totalmente coordinada que arrancar cuanto antes y luego tener que reforzar y recalcar todo, llevando más tiempo, más recursos y quedando peor.

9.- Diseños poco adaptables. Existen diseños de edificios que no permiten que a lo largo de la vida útil del edificio puedan hacerse variaciones sobre el mismo. Es conveniente prever sobre todo que las instalaciones y el equipamiento es algo "vivo" y susceptible de cambio. Por tanto, sobre todo a nivel de instalaciones es recomendable hacer Racks generales en malla, tanto se ocupen en principio como si no, que permitan cierta ampliación y no disponerlos al 100% de ocupación desde el principio. Lo mismo ocurre con la solera a nivel de cambio de equipamiento.

CONCEPTOS EQUIVOCADOS

Existen diferentes soluciones, que se aplican y que no son adecuadas, son incorrectas o equivocadas.

- Falta de mortero bajo las placas base (FIGURA L3). Este detalle constructivo nace de considerarlo un elemento poco importante en la obra. Al no disponer el mortero sin retracción bajo las placas base, el modelo de cálculo y diseño generado no es válido. La zona que trabaja a compresión, bien sea toda la placa debido a axil de compresión o bien sea en la parte correspondiente en caso de existir flector, no existe ya que la compresión simplemente la recogerán los pernos y la superficie de apoyo sobre la tuerca y arandela. Por tanto se generan diferentes modos de colapso (fallo de la placa, fallo de la unión soldada de la placa con el perfil o fallo por flexión en los pernos).



FIGURA L3. PLACAS BASE SIN MORTERO SIN RETRACCIÓN

- Diseño de detalles constructivos incorrecto (FIGURA L4). Es necesario analizar de forma adecuada todos los elementos y detalles constructivos. Según se ve en la foto, pueden darse fallos en el alma y no ser capaz de absorber la capacidad resistente a tracción del redondo. Ésta es superior a la capacidad resistente del alma del perfil en ese punto y se produce un colapso por rotura del alma en la zona más comprimida si no se dimensiona o refuerza adecuadamente.



FIGURA L4. DETALLE DE FIJACIÓN INCORRECTO

- Personal inexperto (FIGURA L5). Existe personal en las obras que maneja equipos importantes que necesita de mucha experiencia y formación. En casos en que esto no sucede puede darse el caso de accidentes por un uso inadecuado de los equipos



FIGURA L5. MANEJO DE MAQUINARIA INADECUADO

- Previsión de acciones en fase de montaje (FIGURA L6). En la fase de montaje el viento es una acción que actúa sobre la estructura y no sobre el cerramiento. Esto genera diferentes solicitudes a las previstas, tanto por su magnitud como por su sentido y punto de acción. Además, en estructuras ligeras es habitual el considerar el cerramiento como un elemento que coarta el pandeo en el eje débil de las correas. Por tanto, mientras no se coloca el cerramiento, las correas colapsan a compresión a cargas muy bajas y no realizan la función de atado del pórtico a pandeo ni transmiten compresiones de arriostramientos y el colapso se produce a valores de carga relativamente bajos.



FIGURA L6. PREVISIÓN DE ACCIONES EN FASE DE MONTAJE

La solución a este problema puede pasar por diseñar la estructura para que soporte estas acciones en fase de montaje y en fase de servicio o puede diseñarse, en edificios muy ligeros, un atado adicional en fase de montaje arriostrando diversos puntos de la estructura mediante la utilización de trasteles. Estos elementos que son cables traccionados permiten unir y fijar hasta una carga determinada diferentes puntos de la estructura con la cimentación y así evitar diferentes modos de fallo.

- Criterios de montaje inadecuados (FIGURA L7). Es imprescindible analizar desde el diseño la secuencia de montaje y/o los refuerzos temporales necesarios en fase de ejecución de la obra. En algunos casos, donde el montaje avanza sin dirección técnica cualificada, se avanza montando estructura principal dejando elementos secundarios o pequeños para el final. Este es el caso de no montar las barras de redondo de arriostramiento hasta que está la estructura montada. Esto genera una fase de montaje muy inestable y con pequeños vientos colapsa.



FIGURA L7. CRITERIOS DE MONTAJE INADECUADOS

- No considerar las cargas de viento sobre cerramiento en fase de montaje (FIGURA L8). Al igual que en los casos anteriores, la fase de montaje del edificio es una fase temporal pero importante. Aunque se consideren los elementos estructurales para esta fase de montaje y se eviten los casos vistos, existe otro caso que debe ser analizado: Situaciones de cerramiento parcial. El montaje de todo el perímetro de cerramiento en edificios de este tipo ocupa varias semanas en función de su tamaño, del orden de 3

a 8 semanas habitualmente. En este periodo, según el porcentaje de avance de cerramiento, la secuencia de avance y la dirección de viento se producen muchas combinaciones diferentes que deben ser comprobadas y analizadas. Es práctica habitual el dimensionar un cerramiento para su fase de servicio pero ésta no es la más crítica. En fase de servicio, los coeficientes eólicos aplicables suelen ser los de edificio completamente cerrado, pero en fase de montaje existen multitud de casos diferentes. En algunos de ellos, con diferentes direcciones de viento, se producen situaciones de carga de viento superiores a las de servicio porque son edificios abiertos en ese momento, con presiones exteriores e interiores, tanto sobre cubierta como sobre fachada.

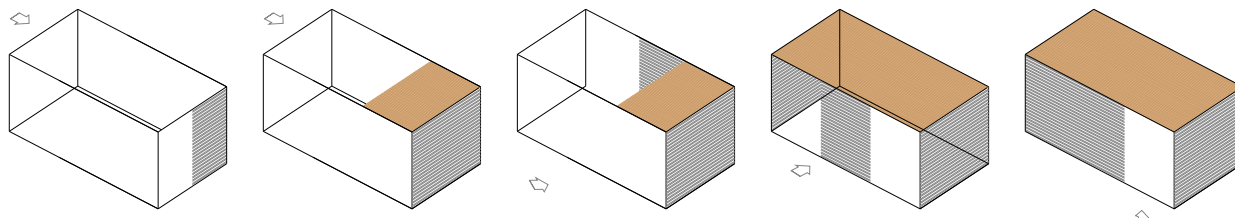


FIGURA L8. SECUENCIA PREDISEÑADA DE MONTAJE

El análisis de esta cantidad de casos, según la experiencia acumulada de su estudio, da lugar a casos de situaciones temporales de sobrecarga que supera hasta en un 25% la sobrecarga de viento en fase de servicio. Esta carga, actúa solamente sobre la parte que hay cerramiento evidentemente (FIGURA L9).

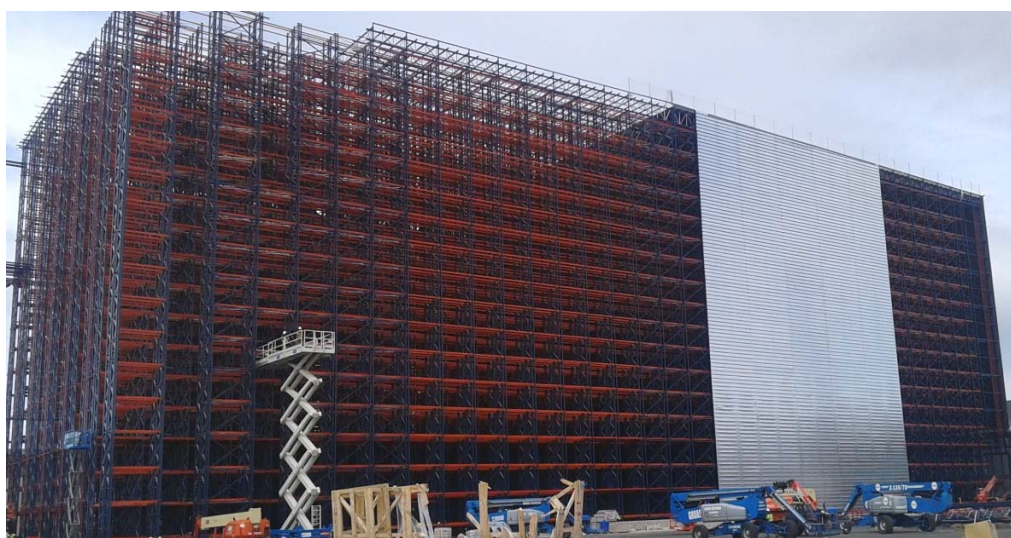


FIGURA L9. CERRAMIENTO EN FASE DE MONTAJE

Esto es así siempre que se garantice que no se produce el embolsamiento. Este embolsamiento se produce cuando frente a una dirección de viento este se encuentra con un cerramiento perpendicular más dos cerramientos laterales, incidiendo por la cara interior, más la cubierta de esa zona. Esta situación llega a provocar acciones de viento superiores al 200% de la carga de diseño y se produce sobre grandes áreas de cerramiento, lo que da lugar a situaciones que deben ser comprobadas, tanto a nivel de capacidad del cerramiento, de sus fijaciones y de la estructura portante.

Para evitar estos embolsamientos deben seguirse varias recomendaciones. La primera es generar una secuencia de montaje de cerramiento que evite estos casos.

Complica la instalación pero evita situaciones críticas. Otra recomendación consiste en dejar huecos de salida de aire (FIGURA L10). Es habitual que aprovechando elementos que se deben instalar como escaleras temporales de subida a cubierta para montaje, se deje ese tramo de fachada sin colocar hasta el final y es hueco se utilice como hueco de salida de aire de embolsamiento.



FIGURA L10. HUECO DE CERRAMIENTO EN ZONA DE ANDAMIO

COMPARATIVA DE CAPITULO ENTRE EDIFICIO Y AUTOPORTANTE

Existen diferentes prácticas y conceptos equivocados comunes a ambas topologías. Evidentemente existen temas particulares de cada estructura que conviene analizar. En este apartado solo se mencionan situaciones reales dadas, pero son más las posibilidades.

En particular existe un caso referente al sistema habitual de muchos instaladores de autoportante de cómo resuelven los arriostramientos a base de torres de perfiles habitualmente tipo C taladrados a la medida. Esta medida no suele ser la de planos por tolerancias, ejecución, ... lo que da lugar a que la posición de los taladros no sea la correcta y si es menor, aparecen arriostramientos combados o flectados, que debe ser eliminada.

M. COSTES

VARIABLES EN LA SOLUCIÓN ESTRUCTURAL

Acometer el diseño de una estructura bajo criterios de economía, requiere considerar todos los aspectos que constituyen el coste final de la solución:

- Diseño de detalles constructivos
- Geometría
- Repercusión en la cimentación
- Coste de los materiales
- Porcentaje de mermas de los materiales
- Coste de la fabricación en horas/tonelada
- Coste de la protección
- Modulación para el transporte
- Tiempo y medios de montaje
- Mantenimiento futuro necesario.
- Valor residual.

La solución estructural de Edificio con pórtico en celosía exige que la geometría de barras sea la conveniente en cada caso para obtener una reducción de costes en materiales y fabricación. En principio una celosía tipo N o tipo KT, que presenta montantes entre cordones además de diagonales (tipo K no tiene montantes), es a priori una solución que utiliza más metros de perfil. Sin embargo es necesario analizar en cada caso cual es la solución acertada:

En vigas, existen cargas puntuales importantes en los puntos de apoyo de las correas por lo que del análisis resulta ventajoso disponer montantes en cada punto de apoyo. Además, como la sobrecarga en cubierta es mucho mayor en sentido vertical descendente, es conveniente disponer un modelo de celosía con diagonales a tracción y montantes comprimidos.

Sin embargo, en pilares no existen cargas puntuales de fuerzas en sentido horizontal que sean importantes, sino que es una carga muy uniforme correspondiente básicamente al viento. Por lo tanto, por economía estructural, es más favorable el utilizar una celosía sin montantes, incluso en el caso de ser celosía espacial (dos celosías en paralelo y trianguladas entre ellas).

Evidentemente el reducir el número de barras reduce el número de uniones, reduciéndose así el coste de fabricación. Para ello se utilizan habitualmente como punto de partida celosías tipo Warren con la primera diagonal traccionada.

El ángulo de las diagonales con respecto a los cordones es otro factor fundamental. Debe ser superior a 30°. A mayor ángulo, el número de diagonales es mayor y mejora la eficiencia de la unión mientras que si lo reducimos aumenta la sección del cordón comprimido y la longitud de pandeo de los cordones en el plano de la celosía.

Es importante también el resolver los encuentros de diagonales con cada cordón con un diseño que implique un solo corte de la diagonal. Para ello es necesario ver en primer lugar como queda el corte llevando todas las barras a ejes y a partir de ese momento, si es necesario dar excentricidad a la unión se debe valorar si es posible o si implica algún sobre coste adicional.

En la fabricación de celosías, el empleo de perfiles tubulares presenta la ventaja de reducir considerablemente la soldadura y los elementos adicionales como rigidizadores, cartelas,... además de que al ser elementos a tracción/compresión el elemento tubular es el que mejor rendimiento presenta en ambos ejes. Esta reflexión parece conducir a emplear perfiles tubulares directamente pero existen otras cuestiones importantes a considerar:

En cubierta, para el apoyo de las correas el detalle constructivo de hacerlo sobre un perfil tubular es sensiblemente más complicado que el hacerlo sobre un perfil abierto por lo que habitualmente el sobre coste no compensa el aprovechamiento mejor de material del tubo.

Aunque el ratio de peso de la estructura con perfil tubular suele ser mejor, el coste por Kg. del perfil tubular es sensiblemente mayor que el perfil abierto. Este valor varía, y mucho, con el tiempo con fluctuaciones que pueden rondar entre el 10 y el 30% de sobre coste del perfil tubular.

Pero además, el precio de venta de los perfiles tubulares habitualmente es de €/metro. Si se hace la conversión al ratio habitual de €/kg acero, aparecen grandes distorsiones entre tipos de perfil por lo que

es necesario hacer un precalculo inicial, luego extraer el coste de cada estructura en función de usar perfiles abiertos o tubulares en cada elemento, y a partir de ahí comprar el necesario.

Como referencia de precio en tubo en 2014 estaba en torno a los 0,78€/kg de media (FIGURA M1):

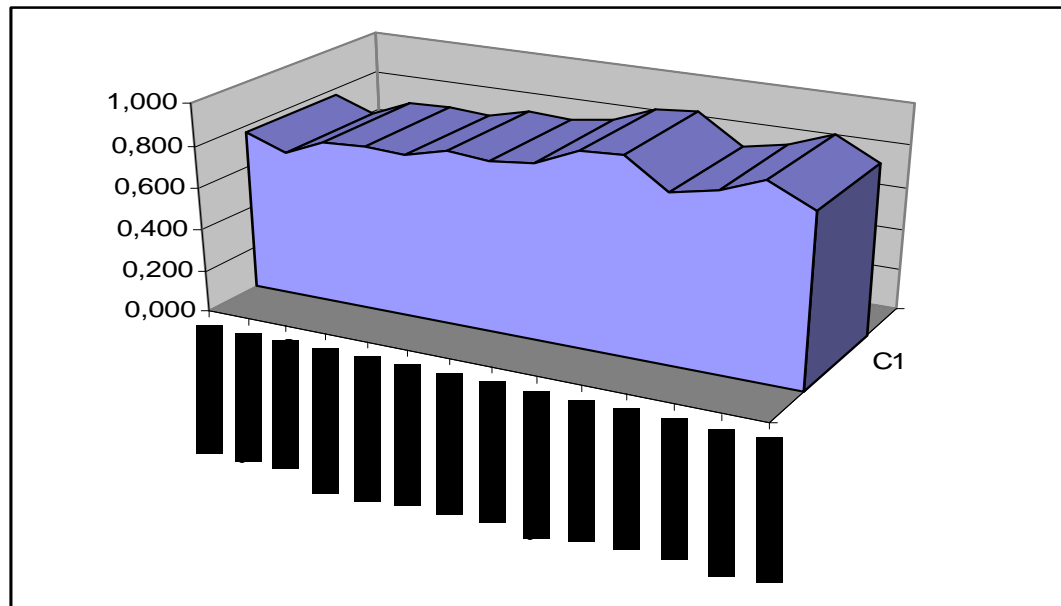


FIGURA M1 PRECIO DEL TUBO POR MODELO

Mientras que a la vez, en la misma fecha, los perfiles laminados estaban en torno a 0,61€/kg:

De este listado de precios se observa un coste superior del tubo sobre el perfil abierto como media del 25%. Esta diferencia es variable y con tendencia conocida, es decir, en cada momento se puede conocer el precio de cada material y la previsión a futuro (3/6 meses) de cada producto. Este es un dato importante en el diseño, ya que puede hacer variar la solución en función del momento.

En cuanto a los perfiles, es habitual que se utilicen perfiles abiertos en cordones para facilitar el detalle constructivo de las uniones aunque su eficiencia sea menor en relación al peso. En montantes y diagonales es más habitual utilizar tubos cuadrados con buen comportamiento a compresión. Se recomienda que:

- El espesor de pared de los cordones sea igual o superior a las diagonales y montantes ya que así será el espesor de éstas quien determine el espesor de garganta de soldadura. Si fuese mayor el espesor de pared de la diagonal es posible que no fuese posible dar el espesor de soldadura requerido ya que no lo soportaría la pared del cordón directamente y sería necesario hacer detalles constructivos más complejos.
- Para garantizar que se alcance el límite elástico en la fibra extrema de la sección se recomienda utilizar perfiles tubulares rectangulares o cuadrados con ratios $h/t < 37,2$ (h : altura del perfil, t : espesor del perfil), sin riesgo de que puedan darse efectos de pandeo local.
- Si se utiliza perfil tubular cuadrado o rectangular como cordones, para una mayor eficiencia de la unión se recomienda una relación $15 < b_0/t_0 < 25$ (b_0 : ancho perfil, t_0 : espesor pared tubo).
- Las barras de diagonales y montantes representan en torno a un 20% del peso de la celosía. Por tanto no es recomendable por logística, aprovechamiento de material, organización de la producción y control el utilizar una gama muy variada de perfiles, sino que es conveniente homogeneizar e igualar tipologías. La optimización al límite permitirá pequeñas mejoras sobre el 20% del peso de la celosía únicamente, y complicará de forma significativa el proceso constructivo.
- En cuanto a las diagonales y montantes, al ser los elementos que se cortan y se sueldan contra el cordón continuo, son los que definen la soldadura, siendo ésta de forma habitual una soldadura en ángulo perimetral de garganta $1x$ para S275 y $1,07x$ para S355 (material de la diagonal).

- El espesor de la diagonal por tanto es recomendable buscar un espesor de pared de 5mm. Esto define una garganta en S275 de 5mm, que ronda el valor máximo que un soldador en taller es capaz de aplicar a un cordón de soldadura perimetral. El salto a partir de 6 mm es muy importante ya que con 5mm de garganta implica dar una pasada en todo el perímetro mientras que para 6mm en adelante (hasta donde alcance) son necesarias 3 pasadas. Evidentemente si la garganta a aplicar es 6mm no son necesarios 3 cordones de 5mm sino menores, pero de tiempo de aplicación con poco ahorro. Por tanto el tiempo de soldadura (no de armado) se multiplica por 3. Si esto lo trasladamos a todas las uniones es un valor importante.

- Se recomienda que la calidad del acero de los cordones sea igual o superior a las diagonales mejorando el comportamiento de los elementos y la eficiencia de las uniones.

Los cordones de la celosía funcionan básicamente a tracción y compresión. En compresión, el parámetro fundamental que determinará el dimensionamiento además del esfuerzo transmitido es el pandeo. En el plano de la celosía la distancia de pandeo del cordón es la distancia entre dos nudos consecutivos con diagonales por lo que modificando el ángulo de las diagonales se puede jugar con su número y con la distancia entre nudos. Sin embargo el factor determinante es el pandeo fuera del plano de la celosía. En este caso suele determinarse que las correas aten el cordón superior a pandeo en cada punto (luego es necesario que estas correas se triangulen para conseguir que sean puntos fijos a pandeo y no una transmisión que hagan que pandeen todas a la vez). Sin embargo en el cordón inferior es necesario disponer unos atados, triangulaciones, tornapuntas,... que eviten este pandeo del cordón. La distancia óptima entre estos punto será aquella en la que el peso de añadir más atados no compense a la reducción del cordón por menor longitud de pandeo.

DISTRIBUCIÓN DEL COSTE POR ETAPAS

Es imprescindible para cada edificio hacer un análisis exhaustivo de las soluciones planteadas y valorar en todos sus aspectos cada propuesta. Pero como base con poca horquilla de variación se puede obtener una distribución del coste por obra. Si eliminamos del precio de una obra los gastos generales y el beneficio, la distribución habitual en este tipo de edificios es la siguiente:

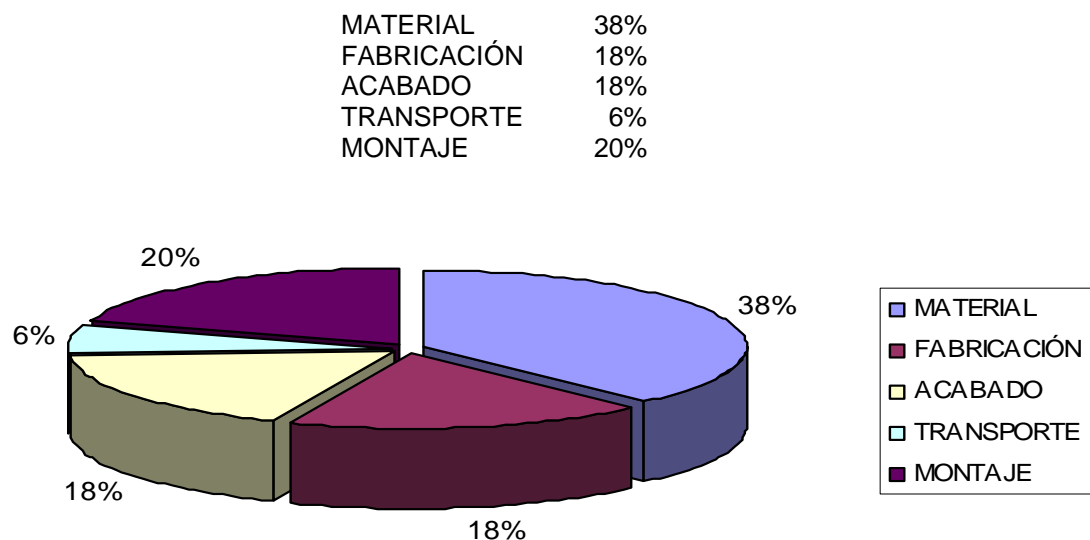


FIGURA M2. GRAFICO COSTE POR OBRA

Estos valores son aplicables a edificios de 30m de altura libre, pilares en celosía espacial de 4 cordones y cubierta con celosía plana, con canto de celosía L/15, e interejes en tono a 10-12m. Las cargas son las habituales en cuanto a instalaciones que se han visto en este documento.

Se ha considerado un acabado a base de granallado+imprimación+intumescente en obra en pilares y vigas (estructura principal) mientras que el resto de elementos tendrían un acabado galvanizado.

Material y fabricación (56% del coste):

Esta descomposición de costes resalta en primer lugar por el valor que supone el material sobre el conjunto del coste. Por tanto es importante su optimización y luego su aprovechamiento. De nada sirve un diseño muy optimizado si luego es necesario comprar más material del necesario. Un diseño habitual ronda mermas del 3 al 5% como máximo. El prever el despiece de material es importante desde el inicio ya que es posible que cambie puntos de unión entre cordones por ejemplo en función del largo del material. Los perfiles se pueden comprar partiendo de stock de almacenista con medidas habituales de 12m o se puede partir de material de laminación a medida. La ventaja de la laminación a medida es que se puede conseguir cualquier perfil al largo exacto que se desee pero la desventaja de ello es el plazo, ya que las laminaciones suelen configurarse con semanas de antelación y es habitual que el plazo de fabricación impida acudir a esta opción.

Como ejemplo, si tenemos un cordón de celosía de 30m, con un cambio de perfil a 7m de un extremo, si es posible acudir a laminación, se pedirá un perfil de 7m (perfil pesado) y otro de 23m (perfil ligero). El perfil de 23m se puede partir donde se desee también. Si alguno de los dos o ambos no existe laminación, de nada sirve optimizar un perfil más pesado de 7m si al final es necesario comprar 12m. Una alternativa es comprar 12m, utilizar 7m y con los sobrantes de 2 perfiles construir otro con unión a tope. Esto implica valorar el coste de fabricación, soldadura e inspección de ese tope no previsto. Lo mismo ocurre con la barra de 23m, ya que es necesario para aprovechar material colocar la unión a 12m de un lado y luego queda un restante de 11m. Si por otro motivo la unión no puede ir en ese rango, es posible que sea necesario hacer en vez de una unión dos, lo que aumenta el coste de fabricación.

Es decir que un perfil 1 de 7m (pesado) y un perfil 2 de 23m(ligero) en un cordón de celosía puede que no sea la solución más económica ya que 12m de perfil pesado más 18m de perfil ligero (12+6m) es una solución más pesada pero más económica.

Aquí se puede ver la influencia en el coste y hasta en el diseño que puede tener el plazo de ejecución, permitiendo en este caso la opción de ir a laminación a medida o no. Por lo tanto el plazo influye decisivamente en el coste de fabricación.

acabado (18% del coste):

El coste del acabado es un coste derivado de la elección del mismo. Este porcentaje de coste medio representa el aplicar granallado Sa21/2 al acero, luego una imprimación apta para intumescente en taller y finalmente una pintura intumescente en dos capas a aplicar en obra (no es posible aplicarla en taller por su fragilidad). Todo esto a la estructura principal, mientras que al resto lo habitual es el galvanizado que proporciona una excelente durabilidad y resistencia a golpes. El coste fundamental del galvanizado viene dado de la cotización mundial del zinc para las cubas, fluctuante en función del ciclo económico.

transporte (6% del coste):

El coste del transporte está directamente relacionado con el diseño de elementos a transportar y de otros factores paralelos.

Uno de estos factores es el acabado ya que en caso de que el acabado sea pintura es habitual que se aplique en el taller en que se fabrica pero en caso de ser galvanizado existe un transporte adicional de taller a planta de galvanizado y luego el segundo sería de planta de galvanizado a obra.

Es importante prever la búsqueda de una planta de galvanizado que se sitúe en el mapa físicamente en línea entre el taller de fabricación y la obra.

Esto evitará que el coste del transporte aumente de forma sensible ya que aunque no es lo mismo que ir directamente de taller a obra, la combinación logística tiene poca pérdida de tiempo, únicamente el tiempo que le lleva al transporte descargar en la galvanizadora material del taller y cargar material galvanizado para la obra. Esta parada se combina de tal forma que se aproveche para hacer los descansos reglamentarios del camión.

Evidentemente otro coste importante es la distancia entre centro de fabricación y obra. La situación de la obra es un hito fijo e invariable pero sí que es variable la situación del taller. La ventaja de empresas sin taller propio radica en poder elegir talleres de fabricación que reduzcan el coste de transporte pudiendo actuar sobre el 6% que representa del total.

Si este 6% se puede reducir a la mitad o incluso al 25% se tiene una ventaja competitiva del 3-4% que puede significar hacer la obra o no, por lo tanto, no es nada despreciable. El 3% de un coste tipo de estructura de un edificio logístico tipo que puede andar por ejemplo por lo 3.000.000€ son 90.000€.

El diseño de elementos a transportar está directamente relacionado con el número de camiones necesarios. Los camiones habitualmente más utilizados por su cantidad, disponibilidad y coste por kg transportado/ € km son los tráileres en sus diferentes combinaciones de caja con plataforma o toldina. Actualmente la medida útil de transporte es de 13,6m de largo y 2,5m de ancho (incluyendo balderas y toldina). Por lo tanto, en primer lugar es interesante por ejemplo hacer elementos que se combinen, de forma sencilla, fácil de acomodar y estables.

Por tanto el hacer elementos de 12m de largo, que es la medida tipo de compra del material, aprovecha bien la caja del camión. Existen elementos que por las medidas de la obra son más cortos pero la previsión de carga debe ser prevista a la hora de combinar unos con otros.

El otro factor limitante es el peso. Cada camión puede llevar habitualmente un peso máximo en torno a las 22 toneladas de peso, es decir, unos 670kg/m^2 máximo de peso en la caja de remolque. Este condicionante, habitualmente es el más representativo.

En función del tipo de estructura se puede aprovechar o no. La celosía presenta volúmenes o cantos importantes pero es proporcionalmente ligera, mientras que perfiles laminados sin muñones, de series HEA o HEB presentan densidades de peso que es fácil que se sobrepase el peso máximo (poco volumen y proporcionalmente pesados). Las correas conformadas son muy ligeras, pero al poder agruparse en lotes generan paquetes pesados. El aprovechamiento habitual medio de estructuras en este tipo de edificios es de 17 Ton por camión.

Luego existen camiones especiales con diferentes tipos de características con largos transportables hasta 15m (señalización posterior), con largos hasta 18/21m con permiso especial y más de 18/21m con vehículo guía. Por ejemplo, para transportar pilares de 32m de altura, se suele hacer un elemento del pilar de 15m y un elemento de lo restante (en torno a 17m).

Cada camión lleva un pilar en dos partes en cada viaje pero el peso del pilar no suele ser superior para este tamaño a las 10-12 toneladas (ratio de transporte muy bajo). Sin embargo el hacer un empate más de pilar, implica hacer el doble de uniones y aumenta sensiblemente la necesidad de control de tolerancias para mantener el aplomo del mismo. El coste de las uniones suele ser superior al sobrecoste de un camión hasta 18m de longitud transportable.

El coste de cada tipo de camión en función del largo transportable se va incrementando pero si se analiza el coste por kg transportado sorprende que puede ser hasta más barato. Habitualmente un camión con plataforma extensible puede costar un 30% más pero en peso, al ser normalmente góndolas con más ejes, puede llevar más peso y es posible que pueda transportar hasta un 50% más. En este caso es hasta ventajoso utilizar este tipo de transporte.

El inconveniente es la disponibilidad ya que existe poca oferta de este tipo de transporte en comparación con el transporte generalista de toldina.

Todo este análisis debe ser realizado desde la fase de diseño. Hay que tener en cuenta que un edificio medio tipo de estas características puede rondar las 1500-1700 toneladas, es decir, unos 100 viajes de camión, que la parte que va galvanizada es el doble, y que todo esto sin contar el resto de edificios de la planta logística. Además hay que con los camiones para el para el transporte de cerramiento, aireadores, equipamientos, remates, tortillería, herramienta, etc...

Montaje (20% del coste):

Una de las claves del coste del montaje es la gestión logística de la entrega de materiales, según se deriva del punto anterior de la cantidad de camiones que van a llegar a obra.

En obra la organización es una parte muy importante y en obras importantes y modulares debe existir una cadencia en la entrega de cada tipo de material de tal forma que no sea necesario mover el material en la obra. No debe ser un just in time porque es necesario tener un pequeño margen en todos los aspectos y permitir variaciones de tareas del personal ya que los ritmos no son de máquinas, sino personas y su aproximación puede ser alta pero no total.

La gestión del montaje comienza siempre mucho antes que la obra, y desde la fase de diseño se debe prever un sistema de montaje claro, secuenciable, organizado y estable estructuralmente en todo momento. La gestión del montaje es en primer lugar organización. Se debe analizar la estructura a montar en todos sus elementos. A partir de aquí se debe establecer el ritmo de montaje de cada elemento y variar los medios humanos y técnicos de tal forma que todas las tareas avancen al mismo ritmo.

Para que el porcentaje del coste del montaje sea tan bajo es necesario que todo lo descrito se siga de forma estricta. Habitualmente, las empresas de montaje, en una gran mayoría, son empresas pequeñas, poco tecnificadas en cuanto a recursos humanos y basadas en su inmensa mayoría en la experiencia. Este es un valor obligatorio y necesario. Pero no suficiente.

Se acometen las obras con formas de actuar tales como cuanto antes se inicia una obra antes se finaliza, trabajando a golpes visuales en obra moviendo al personal de tajo en función de análisis sobre la marcha, se trabaja con equipos poco interrelacionados, sin solape de tareas, sin aprovechar de forma coordinada la maquinaria existente en obra, sin coordinar tajos de forma que el aprovechamiento sea sustancial,...

Como punto de partida para un montaje óptimo se debe tener en cuenta que la organización de la obra manda sobre lo demás. Por lo tanto la fabricación y el transporte se deben acomodar a las necesidades de la obra.

Es habitual que cuando un taller fabrica un elemento de esa estructura que se repite a lo largo de la obra, los fabrique todos juntos y los envíe a obra. Esta práctica no debe aplicarse. Pueden fabricarse a la vez para optimizar coste de fabricación pero debe enviarse a obra en función de la programación de avance.

Por ejemplo, si el primer día de obra se envían todos los perfiles de atado entre correas en 3 camiones, porque algunos hacen falta el día 4 de montaje, lo que va a ocurrir es que van a estar siempre en sitios de la obra inadecuados: o están muy cerca y es necesario irlos moviendo conforme avanza la obra o están muy lejos y es necesario recorrer mucha distancia para utilizarlos. Se debe programar su llegada a obra en tres fechas diferentes, coordinadas con el montaje 5-7 días antes y situados exactamente en la zona que se van a utilizar.

Imprescindible en obra de este tipo el ser conocedores de la magnitud de estos edificios, con largos de varios cientos de metros y anchos de 100m o más.

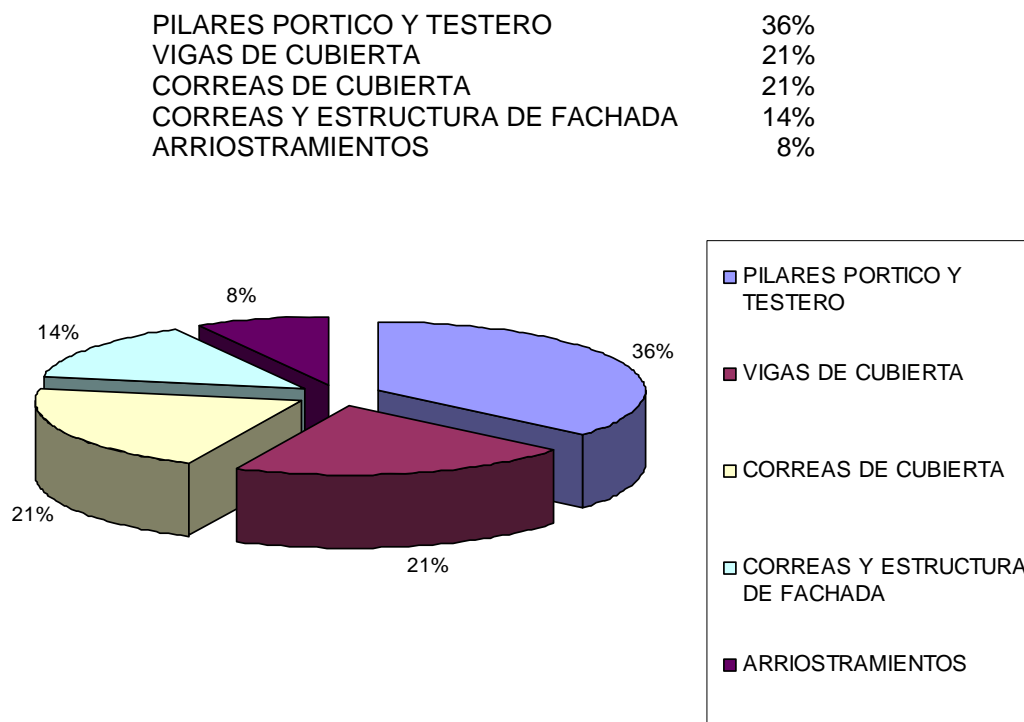
La organización por tanto de una obra tan voluminosa se suele hacer por fases haciendo lotes de trabajo.

Como los ejes de pórticos son los que suelen marcar el avance, se suelen hacer lotes de 4-5 ejes, al cual se denomina fase y se va coordinando la obra en estos grupos más pequeños, más manejables y donde las unidades de cada tipo de elemento son más manejables intentando ajustar los transportes por fases y así, aunque no coincida exactamente con la fase el sobrante será menor y se tiene en cuenta para la siguiente fase.

El planning que se fije antes de iniciar la obra debe seguirse del principio al final.

Es un inconveniente el no cumplirlo por exceso como por ir demasiado rápido ya que es posible que no sea posible adelantar ciertos elementos del montaje.

Si se realiza la distribución por tipos de elementos, tenemos (FIGURA M3):



Según esta clasificación, se ve que la estructura principal ocupa el 57% del peso global, frente al 21+14=35% de las correas. Son ratios habituales y claramente resaltan los pilares sobre el resto de elementos por lo que debe dedicarse un tiempo especial a ellos.

Además, el ratio de arriostramientos tan bajo se consigue utilizando elementos a tracción y nunca a compresión.

Esto supondría que el pandeo en elementos de tanta longitud aumentase la sección de forma considerable, además de que en muchos casos no es posible porque mermaría la altura libre del edificio.

Por tanto a compresión se hace trabajar al pórtico principal y a las correas, que son elementos en celosía, poco sensibles al pandeo en su plano y muy atados en el transversal, por lo que no supone un aumento de peso.

El ratio de este tipo de edificios de peso por unidad de superficie tiene que analizarse en función de una serie de parámetros que influyen de forma sensible:

- Para pórticos simétricos a 2 aguas, con vanos en torno a 30-35m con 4 pilares por pórtico y alturas libres en torno a 30m, con interejes entre 10-12m, el ratio habitual es 85-95 kg/m².

- Sin embargo si el pórtico tiene 3 pilares, con los demás parámetros iguales, puede subir el ratio en 10-15 kg/m². Todo ello influenciado evidentemente por la zona eólica, zona de nieve, sobrecargas en cubierta, zona sísmica,....

En edificios más bajos, en torno a 20-22m (FIGURA M4), los pilares reducen sensiblemente su porcentaje, mientras que la cubierta, en valores absolutos no se modifica y por tanto pasa a representar un valor mayor:

PILARES PORTICO Y TESTERO	24%
VIGAS DE CUBIERTA	19%
CORREAS DE CUBIERTA	35%
CORREAS Y ESTRUCTURA DE FACHADA	15%
ARRIOSTRAMIENTOS	7%

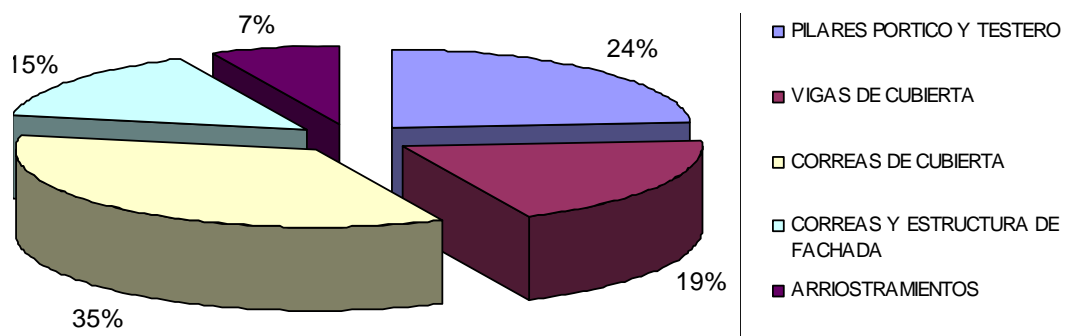


FIGURA M4. GRAFICO COSTE POR TIPOS DE ELEMENTO. H:20m Y 3 VANOS

Para este caso la estructura principal ocupa el 45% del peso global frente al 43% de las correas.

Este análisis está realizado para vanos en torno a 30-35m. Puede ser interesante analizar si en vez de hacer un pórtico de 90m de ancho utilizar 3 vanos de 30m (pórtico de 4 pilares) o dos vanos de 45m (pórtico de 3 pilares). En este último caso el canto de la celosía de cubierta debe ser mayor y los ratios quedan de la siguiente forma (FIGURA M5):

PILARES PORTICO Y TESTERO	22%
VIGAS DE CUBIERTA	24%
CORREAS DE CUBIERTA	35%
CORREAS Y ESTRUCTURA DE FACHADA	15%
ARRIOSTRAMIENTOS	7%

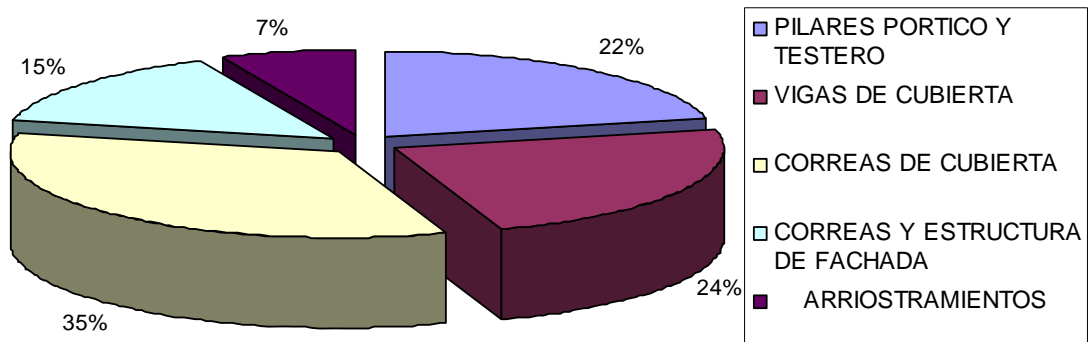


FIGURA M5. GRAFICO COSTE POR TIPOS DE ELEMENTO. H:30m Y 2 VANOS

Es decir, se aprecia que los pilares incluso siendo más pesados, representan en porcentaje algo menos (realmente incrementan su peso en torno a un 10% para dar el mismo grado de rigidez a la estructura con 3 pilares que con 4).

Evidentemente lo que más se incrementa son las vigas de cubierta, que repercuten un 5% más sobre el global al incrementar un 30% su peso absoluto.

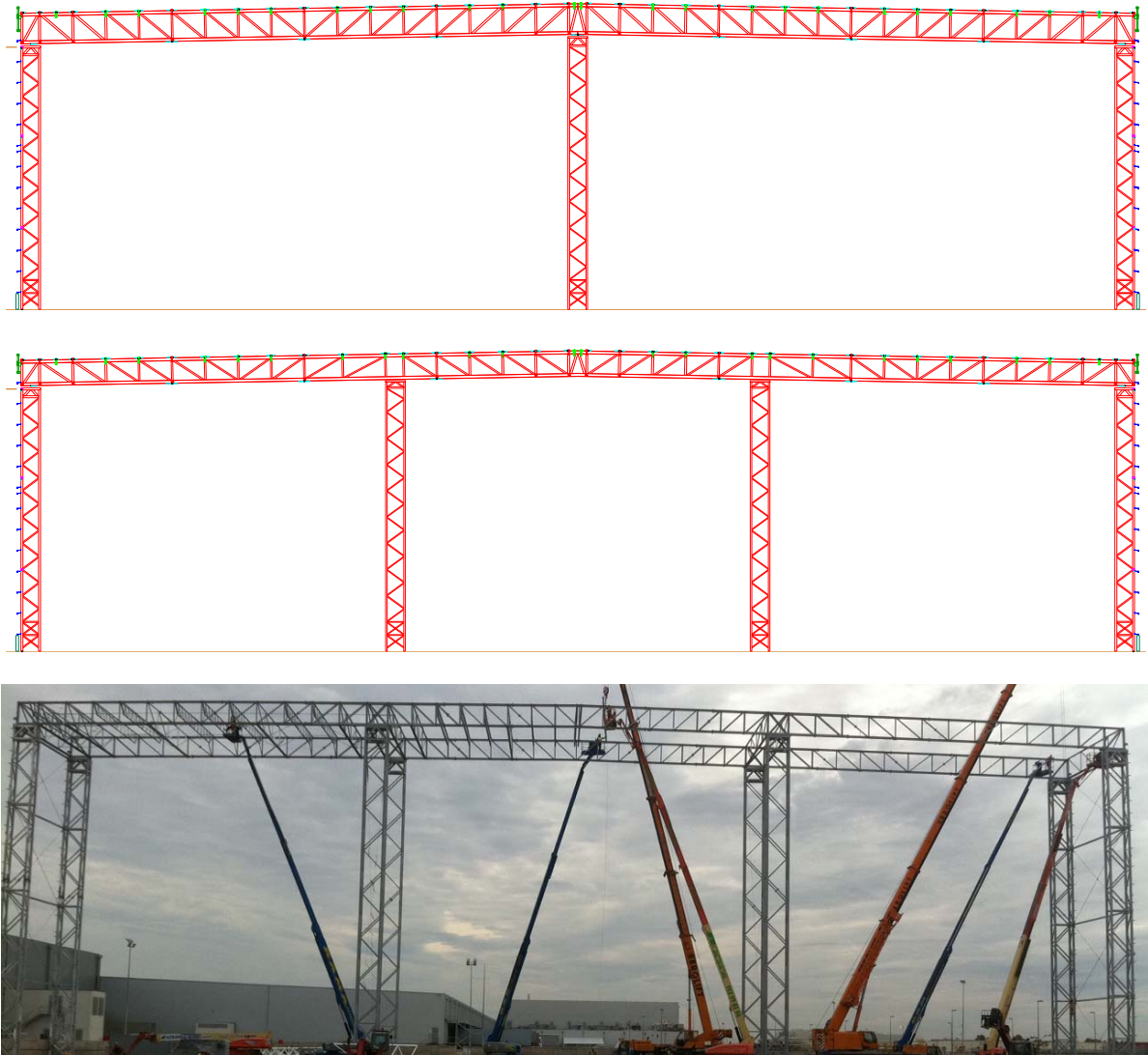


FIGURA M6. PORTICO CON 3 O 4 PILARES

El resumen global indica que el reducir el número de pilares del pórtico de 4 a 3 uds (FIGURA M6) incrementando los vanos aumenta el peso total de la estructura principal en torno al 5%.

Ahora bien, existen otro dos parámetros adicionales que deben compararse para analizar la solución completa:

- El primero es el de superficie de pintura intumescente, que en el caso de eliminar un pilar, implica que reduce en el global de superficie de estructura principal a pintar un 4% aproximadamente.
- El segundo parámetro a analizar es la cimentación. Con 3 pilares por pórtico en vez de 4 se consigue reducir el número de zapatas pero aumenta el tamaño de éstas. En volumen, al reducir los pilares a 3 uds por pórtico, se consigue una reducción en torno al 12%

Es decir que reducir el número de pilares interiores al final solo repercute en un incremento del coste en torno a un 1.2%, con el consiguiente aumento de posiciones de almacenaje al reducir interferencias con los pilares.

Además, el edificio, si se le quita el equipamiento queda y puede dársele otros usos o venderse como tal, mientras que como equipamiento es lo que es y nada más, si se vacía no queda nada (no hay edificio).

Otra opción es modificar el equipamiento interior o variar una parte para poder almacenar de forma distinta. Es habitual que se compartan en una instalación logística diferentes tipos de unidad de almacenamiento: en caja, en palet, colgado(textil), etc.

También existe la posibilidad de equipamiento parcial de un edificio, es decir, que se construya un edificio para una capacidad pero que inicialmente solo se le monte estantería interior en una parte, pudiendo la restante equiparse con el mismo tipo de almacenamiento u otro diferente si interesa en el futuro.

Esto no es posible en un edificio autoportante que debe ser concebido de forma única e invariable desde el principio.

Esta característica cada vez cobra más importancia ya que la evolución de la logística está cambiando a nivel mundial y la capacidad de adaptarse en cada momento a una situación u otra es fundamental para no perder competitividad.

El caso más reciente se está viendo en todas las empresas con venta en Internet que ha provocado un modificación muy importante del sistema logístico, al pasar de envíos globales en camiones a puntos de venta a envíos muy pequeños, normalmente unitarios, a particulares, pero son 10/100 veces más envíos que el sistema de envío a puntos de venta.

Este sistema de Picking varía todo el funcionamiento de los centros logísticos y está siendo una auténtica revolución del sector.

VALORACIÓN CONTABLE

Desde el punto de vista contable también existe diferencia entre utilizar una solución constructiva de estantería autoportante o de edificio más estantería interior.

La diferencia radica en que, aunque la parte de estantería tenga el mismo tratamiento, la parte envolvente, si es un edificio se trata como un inmovilizado -construcción/edificación y si es estantería autoportante todo se trata como inmovilizado – Equipamiento.

La primera diferencia está en que en el balance el edificio consta como incremento de capital.

La segunda diferencia está en la amortización. El edificio tiene una amortización más larga, en torno al 3% máximo anual, en un mínimo de 33,33 años durante un máximo de 68 años.

Sin embargo, en el caso del equipamiento, no se tiene un edificio sino que se tiene una “maquina” (equipamiento) y su amortización es mucho más corta, en torno a un 10% anual y hasta un máximo de 10 años.

COMPARATIVA DE CAPITULO ENTRE EDIFICIO Y AUTOPORTANTE

El coste de la solución con autoportante es diferente y debe ser analizada comparándola con el edificio más la estantería interior.

En cuanto al último apartado es algo que debe ser analizado en detalle (valoración contable) desde el punto de vista financiero.

N. ANALISIS COMPARATIVO CUANTITATIVO

El análisis de las diferentes soluciones estructurales, debe hacerse analizando las características y propiedades de cada opción. Pero para ello se deben comparar las ventajas cualitativas de cada solución. Una vez que se determinen las soluciones aceptables se deben cuantificar. Los ratios a analizar son los parámetros que permiten medir de forma precisa la percepción cualitativa de la comparación.

RATIOS COMPARATIVOS DE ESTRUCTURA

Se procede a analizar los ratios más habituales y los ratios específicos que se deben tener en cuenta en los edificios logísticos de este tipo. Es necesario evaluar una serie de nuevos ratios que no se evalúan habitualmente para medir las características del edificio en todas sus fases y características. Esta caracterización permite el evaluar y comparar diferentes posibilidades y opciones sin la necesidad de diseñar y dimensionar cada una de ellas.

1.- Peso estructura por unidad de superficie (kg/m^2).

Este ratio es el inicialmente buscado para una estructura y nos dará la cantidad de material necesario para una edificación y por tanto su coste. Sobre este valor existen diferentes valores para la edificación industrial en general pero no están analizados para esta tipología de edificios.

En edificios de en torno a 20m de altura, basado en pórticos cada 11-12m con 4 pilares en celosía espacial cada 30m en el pórtico y viga en cubierta plana, con cubierta a base de celosías planas y fachadas con correas conformadas continuas, el ratio suele rondar los 83 kg/m^2 . Para una altura en torno a los 30m este ratio aumenta hasta los 89 kg/m^2 . Este ratio, para edificios con 3 pilares de pórtico y también 30m de altura, sube hasta los 100 kg/m^2 .

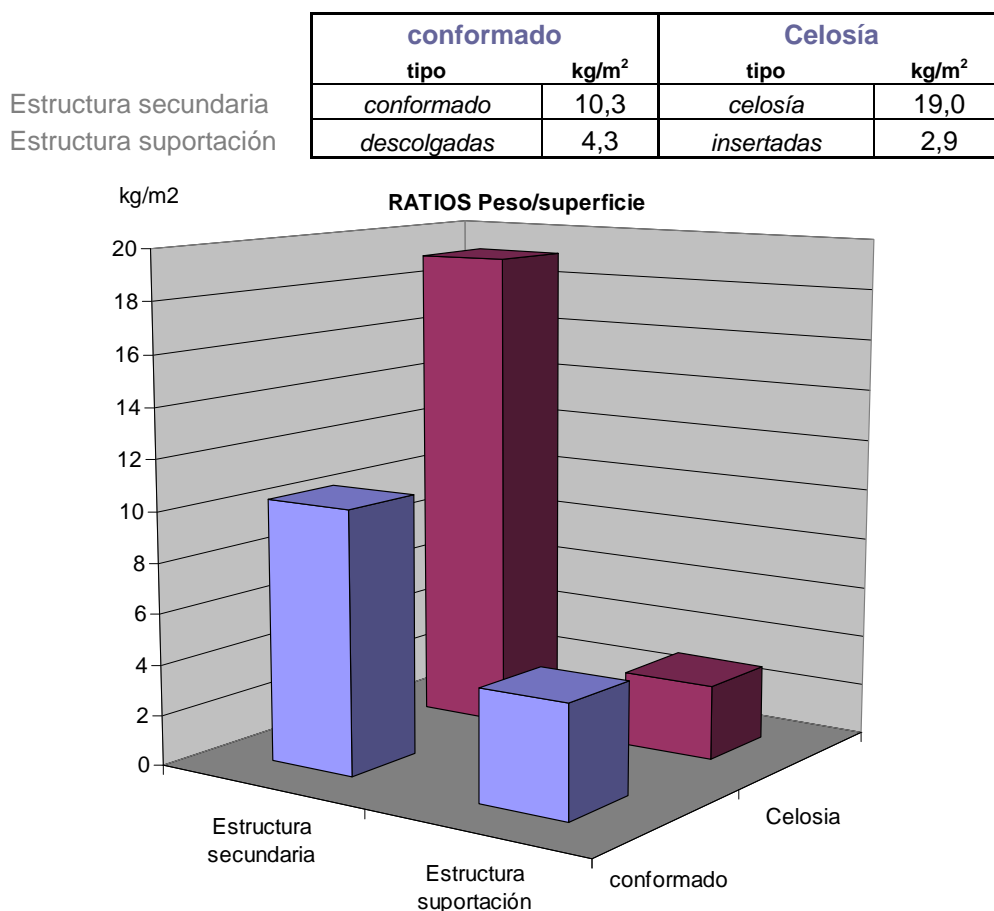


FIGURA N1. ESTRUCTURA SECUNDARIA Y SUPORTACION

En todos los casos se ha considerado una cubierta con 100 kg/m^2 de sobrecarga, tanto nieve como instalaciones y el mismo viento, variable.

La variación en la carga de viento, con correas en celosía con canto superior a $L/15$, no influye de forma significativa sobre la estructura de cubierta (en función de la zona eólica). Sin embargo sobre la fachada, debido a la altura del edificio, si que tiene un efecto importante sobre este ratio la variación de la zona eólica. Variar solamente la zona eólica entre B y C, es decir, con una presión base de viento de 0.45 o 0.52 KN/m^2 altera el ratio de peso estructural por metro cuadrado un 2,4%.

En cuanto a la influencia de los ratios con estructura secundaria de cubierta (correas) en conformado o en celosía, la fabricación de las primeras es más sencilla y barata pero pesa bastante más. Y relacionado con esta elección, la suptación de instalaciones es más sencilla en el caso del uso de celosías ya que en vez de porterías descolgadas se puede hacer con simples travesaños aprovechando los cordones inferiores de éstas

AUTOPORTANTE : Para la estantería autoportante, la estructura es la propia estantería. Esto tiene varias implicaciones:

La primera es que la estantería trabaja con módulos de separación entre bastidores del orden de los 3m (2-5m). Esto reduce de forma significativa la distancia entre apoyos en las correas de cubierta, de tal forma que el ratio de la estructura secundaria de cubierta con conformado (lo habitual para estas luces pequeñas) es del orden de los 5 kg/m^2 , prácticamente la mitad que en un edificio.

En cuanto a la estructura de fachada, el ratio baja prácticamente a la mitad que en un edificio pero además aparece una nueva posibilidad (FIGURA N2). Si se desea colocar un cerramiento a base de fachada deck con bandeja de base, aislamiento y chapa simple (muy habitual por las prestaciones que tiene frente al panel sándwich prefabricado), es posible no colocar estructura secundaria (ratio 0), porque se disponen las bandejas de puntal a puntal de bastidor, luego se dispone el aislamiento y la chapa simple en vertical.

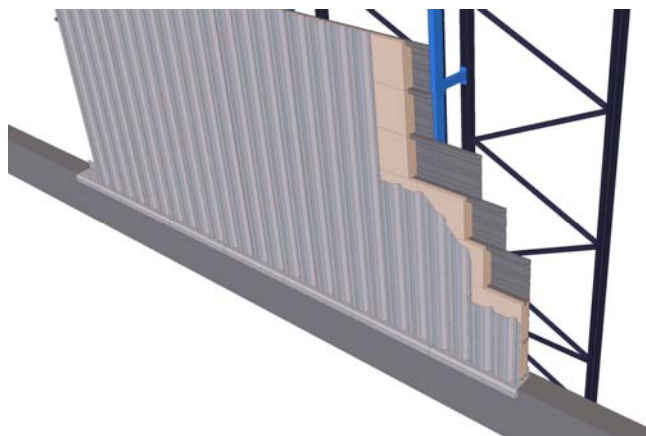
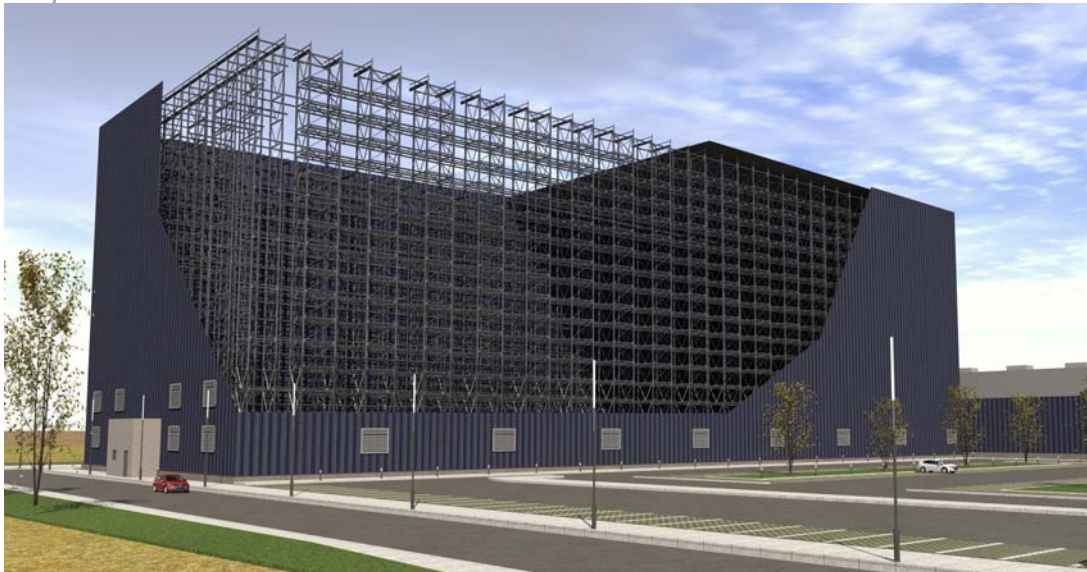


FIGURA N2. CERRAMIENTO HORIZONTAL EN AUTOPORTANTE SIN CORREAS

En un edificio, con vanos de 10-12m sería necesario una estructura secundaria en horizontal más luego un rastrelado en vertical para ir a esta solución.

2.- Horas fabricación por tonelada

El tiempo de fabricación está ligado directamente con dos factores principalmente, que son las características de la estructura a fabricar y las características del taller.

La tipología de la estructura influye en el tiempo de fabricación. Una estructura en celosía presenta unos ratios superiores a una estructura laminada a base de perfiles y placas de testa, ya que las horas de corte y soldadura son sensiblemente superiores. Eso sí, para las mismas prestaciones una estructura en celosía presenta pesos por unidad de longitud menores.

Además otro tipo de estructuras basadas en perfiles sólo con corte y taladrado o perfiles como conformado en perfiladora en continuo presenta ratios bajísimos de horas de trabajo por tonelada ya que son procesos totalmente automatizados con el equipo adecuado.

En cuanto al taller, evidentemente un taller en cadena automatizado y con el equipamiento adecuado obtiene unos ratios de horas por tonelada sensiblemente mejores que un taller más tradicional.

Los ratios para un taller en cadena tipo para un año real es de 6-8 horas por tonelada fabricada. Para una estructura en celosía la aproximación en horas tonelada ronda los 10-12 horas por tonelada.

.....

AUTOPORTANTE : En estantería autoportante los ratios de taller afectan solamente a la fabricación de ciertos conectores (menos del 5% de la estructura) ya que la práctica totalidad son elementos conformados en continuo multiperforados, que no requieren taller adicional.

3.- Tornillos.

Un edificio en torno a los 17000m² llevará unos 25000 tornillos en estructura primaria, habitualmente 10.9 Cincado en Métricas entre M20 y M24. Para la estructura secundaria se utilizarán unos 32000 uds de tornillos 8.8, en métrica habitualmente M12 zincado.

Con estos datos, extrapolando a diversas superficies y alturas, con esquema estructural similar, los ratios reales son:

- Tornillos estructura primaria por tonelada de estructura: 17
- Tornillos estructura secundaria por tonelada de estructura: 21
- Tornillos por tonelada de estructura: 38
- Tornillos por unidad de superficie: 3.4 uds/m²
- Tornillos de estructura de fachada por m² de fachada: 0.75 Ud/m² fachada
- Tornillos en correas de cubierta sobre superficie de la misma: 0.5 uds/m², de los cuales el 30% son 10.9 y el resto 8.8 M12 zincado.

Si utilizamos el metro lineal de correa de cubierta, con celosía plana e incluyendo los atados, se necesitan 0.35 uds de tornillo 10.9 por ml de correa o 0.15 uds por m² de superficie de cubierta.

Para la fachada con correas Z, el ratio habitual de tornillos 6.8 o 8.8 por unidad de longitud de correa es de 1, mientras que por metro cuadrado es de 0.65 ud/m² de fachada.

.....

AUTOPORTANTE : En autoportante el ratio de tornillería de cerramiento es igual que en un edificio ya que la cantidad de fijaciones la suele determinar la capacidad de las propias fijaciones y del cerramiento.

4.- Distribución del coste

Si eliminamos del precio de una obra los gastos generales y el beneficio, la distribución habitual del coste estructural en este tipo de edificios es la siguiente (FIGURA M2):

MATERIAL	38%
FABRICACIÓN	18%
ACABADO	18%
TRANSPORTE	6%
MONTAJE	20%

Si se realiza la distribución por tipos de elementos (FIGURA M3):

PILARES PORTICO Y TESTERO	36%
VIGAS DE CUBIERTA	21%
CORREAS DE CUBIERTA	21%
CORREAS Y ESTRUCTURA DE FACHADA	14%
ARRIOSTRAMIENTOS	8%

En edificios más bajos, en torno a 20-22m, los pilares reducen sensiblemente su porcentaje, mientras que la cubierta, en valores absolutos no se modifica y por tanto pasa a representar un valor mayor (FIGURA M4):

PILARES PORTICO Y TESTERO	24%
VIGAS DE CUBIERTA	19%
CORREAS DE CUBIERTA	35%
CORREAS Y ESTRUCTURA DE FACHADA	15%
ARRIOSTRAMIENTOS	7%

Este análisis está realizado para vanos en torno a 30-35m. Puede ser interesante analizar si en vez de hacer un pórtico de 90m de ancho utilizar 3 vanos de 30m (pórtico de 4 pilares) o dos vanos de 45m (pórtico de 3 pilares). En este último caso el canto de la celosía de cubierta debe ser mayor y los ratios quedan de la siguiente forma (FIGURA M5):

PILARES PORTICO Y TESTERO	22%
VIGAS DE CUBIERTA	24%
CORREAS DE CUBIERTA	35%
CORREAS Y ESTRUCTURA DE FACHADA	15%
ARRIOSTRAMIENTOS	7%

El resumen global indica que el reducir el número de pilares del pórtico de 4 a 3 uds incrementando los vanos aumenta el peso total de la estructura principal en torno al 5%.

5.- Numero de situaciones con más de 1 grúa

En obra, en fase de montaje, existen diversas situaciones en las que son necesarias más de una grúa. Las grúas autopropulsadas son un coste importante dentro del coste de montaje y debe estar muy controlado. El ratio habitual es que se necesiten 2 grúas simultáneamente en los 3 vanos de viga de cada pórtico (6 uds) y luego en las correas principales (10 uds aprox).

6.- Barras de arriostramiento por superficie

El ratio habitual es de 0.0075 barras de arriostramiento por m^2 de superficie de cubierta, mientras que en fachada esta unidad es de 0.0085 ud por m^2 de fachada.

7.- Las correas de cubierta, utilizando celosías planas en diferentes formatos requieren una mayor prefabricación que las conformadas pero necesitan menos tiempo de montaje. El análisis del tiempo de este requiere de cantidades a colocar más que pesos. El ratio habitual es de 0.042 uds por m^2 de superficie de cubierta, o lo que es lo mismo, 23 m^2 por correa.

8.- Numero de piezas diferentes:

La cantidad de piezas diferentes es un ratio que condiciona de forma significativa la logística global de la obra.

En obra se reducen tiempos de montaje porque es más rápido buscar una pieza entre lotes de 10 modelos que entre lotes de 20 modelos diferentes aunque estén identificadas.

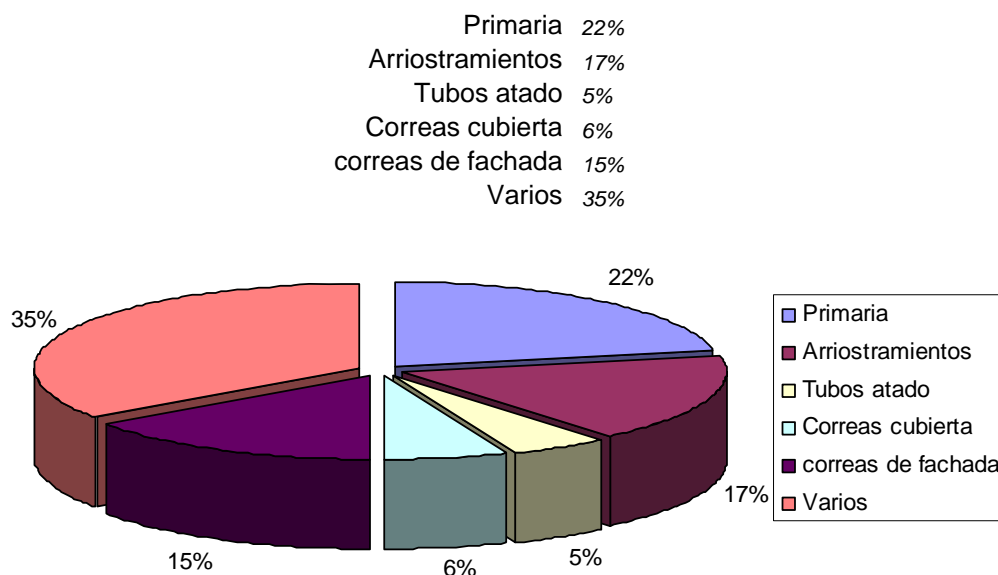


FIGURA N3. PIEZAS DIFERENTES

De esta comparativa (FIGURA N3) se desprende que toda la estructura primaria (pilares y vigas), en número de piezas diferentes representa el 22% del edificio.

En los arriostramientos, al ser los vanos iguales, debe trabajarse la longitud exacta del arriostramiento que es el que define la diagonal. Solo esta partida representa el 17% de elementos diferentes.

En cuanto a tubos de atado y correas de cubierta el ratio es bajo.

Las correas de fachada, que es un elemento conformado, solo debería haber elementos diferentes por tipo de sección y longitud y el resto, por número de taladros y disposición, debe evitarse diferencias al no tener sobrecoste por número de taladros.

Esta partida debería bajarse sensiblemente en torno a un 50% como mínimo

La partida de varios engloba toda la picería de clips, forros, elementos de atado, etc. Son infinidad de elementos diferentes que son difíciles de igualar.

9.- Superficie de protección a fuego

Este tipo de edificios, que se definen como estructura de cubierta ligera (peso propio inferior a 100 kg/m^2), se tratan de una forma específica dentro de la protección contra incendios.

En una estructura habitual de este tipo de edificios, con un esquema basado en pilares en celosía espacial y cubierta con vigas en celosía planas, el ratio de superficie a pintar (expuesta) frente a peso de esta estructura primaria es de $0.023 \text{ m}^2/\text{kg}$.

La protección habitual, para este tipo de edificios sin una carga de fuego elevada y con protecciones activas importantes suele ser EF30 (30 minutos).

Otro ratio válido para comparar es ver la superficie a pintar con intumescente frente a la superficie de la obra. Para un edificio en torno a 30m de altura este ratio tiene un valor de $1 \text{ m}^2/\text{m}^2$. A medida que bajamos la altura del edificio este ratio disminuye, tanto porque bajan los metros lineales de pilares como porque su sección es menor.

10.- Ratios de fase de obra

Los ratios de horas de montaje (sin grúas) de cada parte estructural para un edificio logístico ejecutado en el Noroeste de España de 17000 m^2 aprox son los siguientes (FIGURA N4).

Partida	Ratio	
Soldadura pilares	7,58	Horas pilar
Pórticos	152,31	Horas pórtico
Est. Cubierta	6,89	M ² hora
Chapa	14,31	M ² hora
Est. Fachadas	9,18	M ² hora
Soportes Inst.	2,15	M.I. hora
Impermeab.	9,69	M ² hora
Panel fachada	7,54	M ² hora
Red	81,76	M ² hora

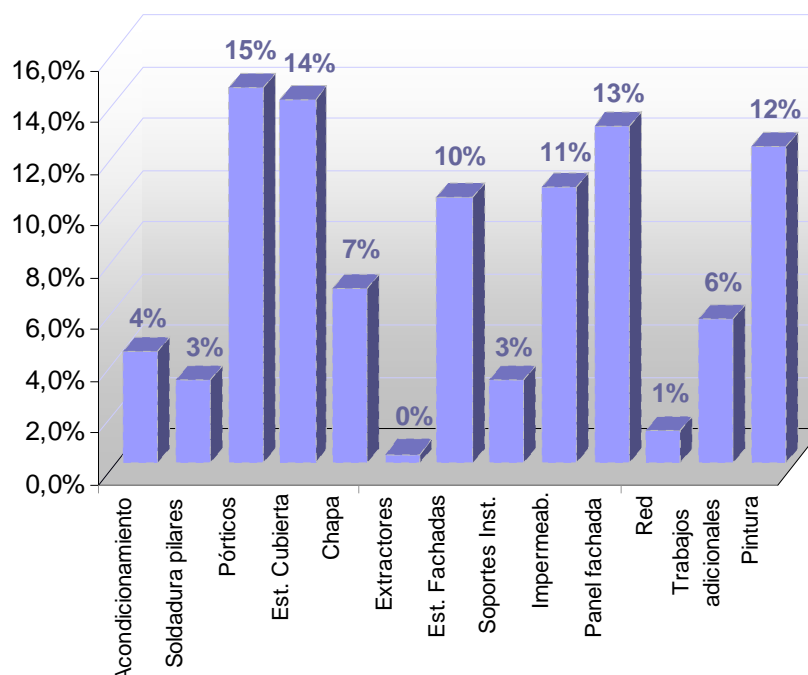


FIGURA N4. RATIOS DE HORAS DE MONTAJE

Los ratios anteriores hacen referencia al conjunto de la obra completa. Sin embargo, estos ratios debe ser controlados por lo menos cada 15 días para ver periodos representativos y poder analizar la evolución durante la ejecución y poder corregir desviaciones.

Como resumen de ratios por elementos, falta añadir una partida que representa un coste importante: Horas de grúa.

Estas hora de grúa deben diferenciarse por tipología de grúa ya que ni su capacidad, ni su velocidad, ni por supuesto su coste es igual. El ratio es:

Horas de Grúa de 50 Ton por unidad de superficie de edificio: 0.06 Horas/m²
Horas de Grúa de 80 Ton por unidad de superficie de edificio: 0.01 Horas/m²

Para la estructura, sin contar cerramientos, el ratio de horas de grúa por peso estructural es de:

Horas de Grúa de 50 Ton: 0.70 Horas/ton
Horas de Grúa de 80 Ton: 0.15 Horas/ton

11.- Ratios geométricos

Las relaciones geométricas son propias de cada edificio que condicionan el resto de ratios de construcción.

El ratio que relaciona la altura del edificio con su superficie aporta una relación de volumen importante

Un edificio de 17200m² con 30m de altura libre: 0.00175 m⁻¹

El ratio que relaciona la superficie de fachada en relación a la superficie construida: 1 m²/m²

Para edificios de altura libre en torno a 20m este ratio baja a 0.7 m²/m².

Estos ratios no aportan en sí nada comparativo pero da idea de valores habituales en este tipo de edificios.

12.- Medición de soldadura

La longitud de soldaduras en este tipo de estructura ronda los 40 metros de soldadura por tonelada de estructura, considerando el total de la estructura.

Este ratio no es completamente evaluable porque el tipo de cordón de soldadura puede ser diferente. El tipo de soldadura habitual en este tipo de estructura es en ángulo, aplicado habitualmente con soldadura semiautomática, bien sea con hilo macizo o tubular, sobre elementos que pueden voltearse o girarse para que sean en plano o verticales, evitando las soldaduras a techo.

13.- Anclajes

El sistema de anclaje y de cimentación viene condicionado por diferentes factores. En concreto el anclaje va a depender del tipo de cimentación y del canto de ésta.

El ratio de peso de estos sobre la estructura ronda el 1% del peso global de la estructura.

14.- Influencia de la geometría en el coste

En función del ancho del edificio, en un tipo de estructura habitual basado en pórtico rígido en celosía, se puede comparar la influencia de las diferentes opciones. Tomando como base el pórtico rígido de 25 m de ancho sin pilar intermedio (siempre con 20m de altura libre), se obtienen las variaciones sobre este modelo realizando otros modelos diferentes:

- para 37,5m con un pilar no intermedio
- 50m con 2 pilares no intermedios
- 50m con un pilar intermedio
- 37,5m sin pilar intermedio.

En términos de economía, la estructura que mejor ratio tiene es la de 25+25m, con un coste en €/m² un 26% menor que la de hacer 25m únicamente en un pórtico sin pilar intermedio. Estructuralmente los cantos de 2-2,5m de viga encaja con una inercia ideal para un vano de 25m y para un canto de pilares que no debe sobrepasar los 2m.

Además la cimentación aun mejora el ratio un 32% y el cerramiento de fachada llega a mejorar casi la mitad (47%) al tener proporcionalmente menos metros de perímetro frente a la superficie.

Las opciones con uno o dos pilares centrales no intermedios varían ligeramente sobre la opción base de 25m entre un 3 y un 17% (excepto el cerramiento que mejora sensiblemente el ratio al aumentar la superficie frente al perímetro).

Se aprecia también finalmente que vanos excesivamente largos, como el caso de 37,5m sin pilar intermedio da lugar a perfiles muy pesados para conseguir la inercia necesaria, lo que dará lugar a ratios de estructura elevados.

15.- Coste Global.

Un edificio de este tipo el coste de estructura por metro cuadrado construido es de 190-220€/m². Este dato sale del análisis de más de 15 años de análisis de ratios de este tipo de edificios en múltiples configuraciones. Otros costes por unidad de superficie son (FIGURA N5):

- La cimentación suele rondar los 20 €/m² para un terreno habitual en torno a 1.5 kg/cm².
- El cerramiento de fachada suele aproximarse a 40-50 €/m².
- El cerramiento de cubierta deck con chapa de acero galvanizado de 0.7mm de espesor, más lana de roca de 80mm de espesor y lamina de cubierta de PVC ronda los 40-45 €/m².

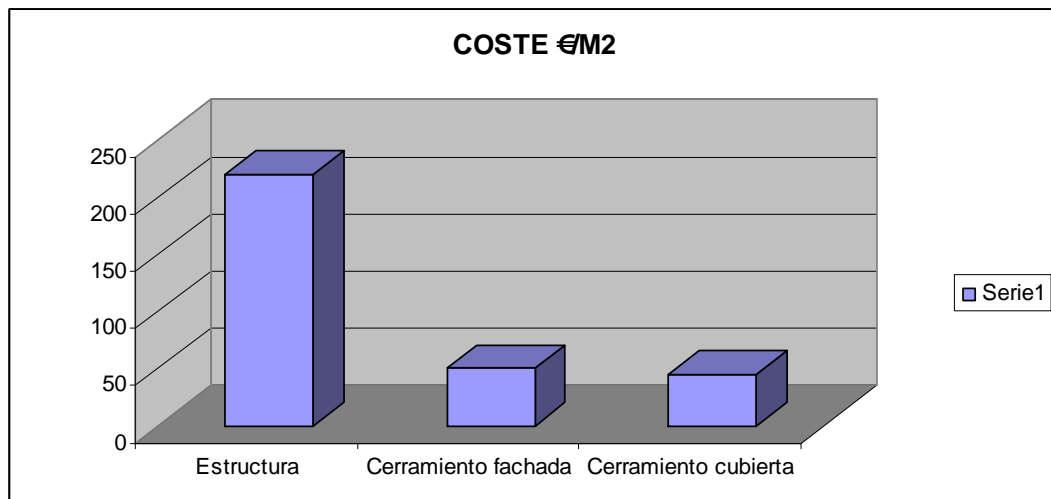


FIGURA N5. RATIOS DE COSTE POR UNIDAD DE SUPERFICIE

El número completo para edificios en torno a 15000 m² y alturas libres en torno a 30m tienen un coste por unidad de superficie en planta construida en torno a 300€/m² incluyendo la estructura totalmente instalada, cerramientos, remates y suportación de instalaciones, con las calidades medias descritas.

RATIOS COMPARATIVOS EN FUNCION DEL VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO

Todos los ratios deben transformarse a una unidad base común, que es el espacio o volumen disponible interior (objetivo de este edificio).

Para definir este parámetro, del cual posteriormente dependerá de forma casi proporcional el número de posiciones de almacenamiento, se deben considerar las siguientes características:

- la altura considerada para el cálculo del volumen es la altura libre medida desde la cara superior de la solera hasta la cara inferior de la viga de cubierta en el punto más desfavorable.
- En ancho y largo, las dimensiones a considerar para el calculo del volumen disponible son entre caras interiores de estructura secundaria de fachadas.
- Deben restarse el volumen ocupado por cada pilar, tanto de fachada como interior, que esté dentro de la altura libre.
- La aproximación exacta y precisa deberá ajustarse en función del ancho de cada estantería, pasillo, holguras, etc. en cada caso concreto, aunque la horquilla con edificios de proporciones ligeramente rectangulares y de tamaño importante es muy pequeña, siendo la aproximación del volumen un ratio bastante preciso.

- Es importante, en función del punto anterior, recalcar que este es un ratio de aproximación, no un valor fijo.

En edificios de en torno a 20m de altura, basado en pórticos cada 11-12m con 4 pilares en celosía espacial cada 30m en el pórtico y viga en cubierta plana, con cubierta a base de celosías planas y fachadas con correas conformadas continuas, el ratio de peso de estructura completo suele rondar los $2,75 \text{ kg/m}^3$ (FIGURA N6). Por unidad de superficie, para esa altura en torno a los 30m este ratio es de 89 kg/m^2 .

Para edificios con 3 pilares de pórtico y también 30m de altura, sube hasta los $3,30 \text{ kg/m}^3$ debido a la menor cantidad de nudos que aporta rigidez.

PESO ESTRUCTURA POR VOLUMEN

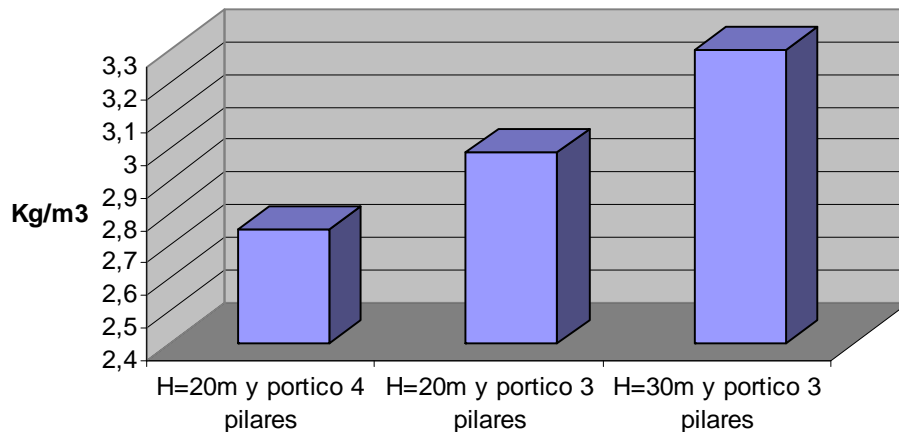


FIGURA N6. RATIOS DE PESO DE ESTRUCTURA POR UNIDAD DE VOLUMEN

Pero existen otros ratios. Estos ratios son los mismos que se han visto por unidad de superficie pasados a unidad de volumen.

Los ratios de tornillería son:

- Tornillos estructura primaria por metro cúbico: 0,05
- Tornillos estructura secundaria por metro cúbico: 0,07
- Tornillos por metro cúbico: 0,12

El ratio habitual para elementos de arriostramiento es de 0.00025 barras de arriostramiento por m^3

El ratio habitual de correas de cubierta es de 0.0014 uds por m^3 .

Otro ratio válido para comparar es ver la superficie a pintar con intumescente frente a la superficie de la obra. Para un edificio en torno a 30m de altura este ratio tiene un valor de $0,035 \text{ m}^2/\text{m}^3$.

El número de horas de grúa, con este planteamiento estructural y de montaje, es de 0,035 horas por m^3 de edificio.

El ratio que relaciona la altura del edificio con su volumen aporta una relación de volumen de 0.00175 m^{-1}

El ratio que relaciona la superficie de fachada en relación al volumen interior es $1 \text{ m}^2/\text{m}^3$. Para edificios de altura libre en torno a 20m este ratio baja a $0.7 \text{ m}^2/\text{m}^3$

El ratio de soldadura es de 1.35 m/m^3 (ml de soldadura por volumen de edificio). En edificios más bajos este ratio aumenta ya que existe una parte importante de uniones soldadas sobre el total que se encuentra en la estructura de cubierta y prácticamente no varía ésta con la variación de altura. Para edificio en torno a 20m, este ratio aumenta hasta lo 1.6 m/m^3 .

Los anclajes representan una proporción en peso del 0.034 kg/m^3 sobre el volumen interior del edificio.

En cuanto a los ratios por unidad de volumen entre las diferentes configuraciones de edificio en anchura (para una altura tipo de 20m), son evidentemente proporcionales e iguales en diferencia de porcentaje a las de superficie. Sin embargo nos da valores de partidas principales (no completas) del orden de los 19-26 €/m³ de coste.

En un edificio de este tipo el coste de estructura por metro cuadrado construido (en planta) es de 0.0004€/m³, es decir, un edificio de 200x100x30 tiene 600.000m³ por lo que el coste por metro cuadrado es de 600.000x0,0004=240 €/m² de superficie construida, que en este ejemplo es de 240x(200x100)=4,8 millones de euros. Además de la estructura la cimentación suele rondar los 0.00004 €/m³ por metro cuadrado de superficie para un terreno habitual en torno a 1.5 kg/cm².

El cerramiento de fachada suele aproximarse a 0.0001 €/m³ por m2 de cerramiento.

El cerramiento de cubierta deck con chapa de acero galvanizado de 0.7mm de espesor, más lana de roca de 80mm de espesor y lamina de cubierta de PVC ronda los 0.0001 €/m³ por metro cuadrado de planta de cubierta.

El número completo para edificios en torno a 15000 m² y alturas libres en torno a 30m tienen un coste por unidad de superficie en planta construida en torno a 0.0006€/m³m² incluyendo la estructura totalmente instalada, cerramientos, remates y suportación de instalaciones, con las calidades medias descritas. Es decir, por unidad de volumen almacenado será de 10 €/ m³ aprox.

El número completo para edificios en torno a 7000 m² y alturas libres en torno a 20m tienen un coste incluyendo la estructura totalmente instalada, cerramientos, remates y suportación de instalaciones, por unidad de volumen almacenado estará próximo a 22 €/ m³ aprox. (440 €/m²)

Para un edificio de 20m de altura libre se procede a analizar diferentes alternativas estructurales en función de la anchura y de la modulación de los pilares. Tomando como referencia un ancho de 25m libre (FIGURA N7), se comparan todas las opciones con esta para ver las diferencias.

Longitud del edificio		122	m														
Altura libre		20	m														
Ancho:		25 m			25+12,5 m			25+12,5+12,5 m			25+25 m			37,5 m			
	Partida	€/Ud	Medición	€/m²	%	Medición	€/m²	%	Medición	€/m²	%	Medición	€/m²	%	Medición	€/m²	%
m³	CIMENTACIÓN	120	1.038	41	0%	1.381	36	11%	1.724	34	-17%	1.413	28	32%	1.297	34	-17%
m²	SOLERA	30	3.050	30	0%	4.575	30	0%	6.100	30	0%	6.100	30	0%	4.575	30	0%
m²	ESTRUCTURA METALICA	281	3.050	281	0%	4.575	273	-3%	6.100	269	-4%	6.100	208	26%	4.575	253	-10%
m²	CUBIERTA Deck		3.050	46	0%	4.575	46	0%	6.100	46	0%	6.100	46	0%	4.575	46	0%
Ud	PLUVIALES		1	8	0%	1	5	33%	1	4	-50%	1	7	10%	1	5	-33%
m²	CERRAMIENTO FACHADA		6.762	120	0%	7.337	79	34%	7.912	64	-47%	7.912	64	47%	7.337	79	-34%
	Suma de Estructura, solera y cim			352	0%		339	-4%		332	-6%		265	25%		475	35%
	Suma Cerramientos (no varía en autoportante)			175	0%		130	25%		114	-35%		117	33%		196	12%
	Suma del edificio completo			526	0%		469	11%		446	-15%		383	27%		671	27%

FIGURA N7. COSTE EN FUNCION DEL ANCHO DEL EDIFICIO

Como se puede ver en esta tabla, considerando las partidas de Estructura, cimentación y solera, la mejor solución es la de 25+25m que obtiene un ratio un 27% mejor que la opción de referencia de 1 vano de 25m. Otros análisis con pilares con menos separación 25+12,5m o 25+12,5+12,5m tienen

ratios peores porque la cantidad de pilares aumenta en proporción al área cubierta lo que implica que el ratio debido a su peso aumente. Si por el contrario se disminuye la cantidad de pilares por área, como en el caso de 37,5m en un solo vano, también empeora el ratio debido al incremento del peso debido al sobrepeso que necesita la viga de cubierta.

En esta misma tabla se analizan diferentes alternativas de crecimiento ya que las soluciones de 25+12,5m sale de la ampliación en un 50% del de 25m, mientras que a su vez la de 25+12,5+12,5m sale de una segunda ampliación de la de 25+12,5m. El sobrecoste en cerramiento al hacerlo por fases y dejar cerramientos intermedios una vez ampliados los edificios es importante. El caso 25+25m se analiza sin cerramiento intermedio.

RATIOS COMPARATIVOS ENTRE EDIFICIO CON ESTANTERIA INTERIOR Y ESTANTERIA AUTOPORTANTE

En los almacenamientos de estantería, existen diferentes formas y volúmenes a almacenar, entre los que suelen utilizarse cajas o palets, volúmenes, prendas, etc.. que se denominan unitariamente como posiciones de almacenamiento. En vez de hablar de volumen de almacenamiento se habla de posiciones de almacenamiento en miles o cientos de miles de forma habitual. La diferencia está básicamente en el tamaño y el peso de la unidad. Una caja tiene habitualmente unas medidas cercanas a los 40-70cm en cada sentido y pesos de 25-50kg de forma habitual, mientras que un palet tiene un tamaño sensiblemente superior y pesos del orden de 500-750 kg (FIGURA N8).

	a	b	c	volumen	peso	kg/m ³
Caja	450	650	430	0,125775	30	239
palet	900	1800	1300	2,106	750	356

FIGURA N8. TIPOS DE ELEMENTO DE ALMACENAMIENTO

Para los autoportantes de cajas, para alturas en torno a los 20m los ratios rondan los 600 €/m², mientras que para alturas próximas a 40m el ratio se aproxima a los 1500€/m²(FIGURA N9), hablando de ratios de coste de equipamiento sin instalaciones (cimentación-solera, estantería y su cerramiento).

Autoportantes de cajas						
altura	m	20	40	40	20	35
coste	€	1.809.000,00 €	4.312.000,00 €	2.888.000,00 €	2.095.000,00 €	3.687.000,00 €
largo	m	66,58	118	62,9	72	69
Ancho	m	50	25	30,45	48,47	35,3
Superficie	m²	3329	2950	1915	3490	2436
	€/m²	543	1462	1508	600	1514

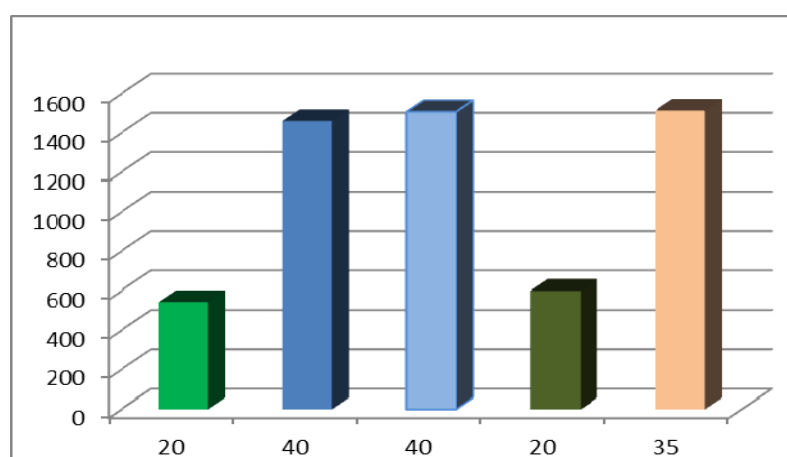


FIGURA N9. COSTE DEL AUTOPORTANTE DE CAJAS

Para los autoportantes de palets (FIGURA N10), para alturas en torno a los 40m los ratios rondan los 800 €/m².

Pero para estas alturas importantes existe una variante importante que es la utilización de bastidor estructural con perfiles laminados (bastidor) frente a la solución de estantería convencional.

La estructura convencional debe soportar unos esfuerzos elevados que obligan a ir a máximos en gamas de perfiles además de añadir perfiles adosados. Con bastidor los ahorros superan el 10% en coste.

		Autoportantes de palets	
		convencional	
		bastidor	
altura	m	40	40
coste	€	6.242.000,00 €	4.480.000,00 €
largo	m	117	126
Ancho	m	68	44,5
Superficie	m ²	7956	5607
	€/m ²	785	799

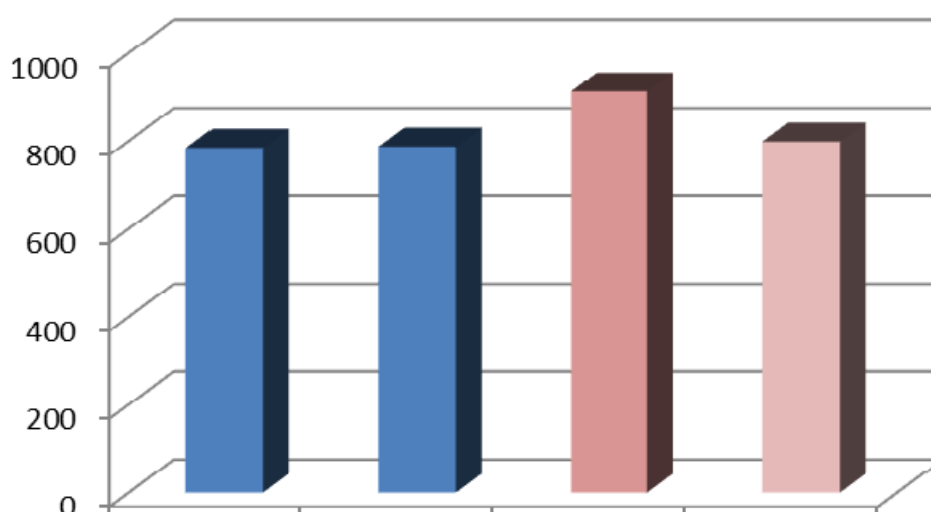


FIGURA N10. COSTE DEL AUTOPORTANTE DE PALETS DE 40m DE ALTURA

Finalmente, la comparativa final de elección desde el punto de vista económico, pasa por la suma de cada partida en cada caso, es decir, se basa en el análisis de la solución completa de cada caso para hacer la comparativa.

Esta comparativa debe tener en cuenta, desde el punto de vista económico exclusivamente, la suma completa en cada solución, incluyendo excavación, cimentación, estructura completa, estantería completa, complementos y cerramientos, básicamente.

Para diferentes casos reales (FIGURA N11), se presentan los datos de:

- 16.000m² y 20m altura libre situado en Zaragoza
- 6.500m² y 30m altura libre situado en Barcelona
- 7.000m² y 40m altura libre situado en Madrid

Estos casos ejecutados aportan los siguientes valores:

	16000m ² y 20m altura libre		6500m ² y 30m altura libre		7000m ² y 40m altura libre	
	EDIFICIO + ESTANTERÍA	AUTOPORTANTE	EDIFICIO + ESTANTERÍA	AUTOPORTANTE	EDIFICIO + ESTANTERÍA	AUTOPORTANTE
Partida	Coste	Coste	Coste	Coste	Coste	Coste
Obra civil y estructura						
EXCAVACION	50.364 €	61.536 €	31.064 €	33.360 €	30.626 €	36.556 €
CIMENTACIÓN	269.000 €	961.500 €	222.875 €	521.250 €	270.625 €	571.188 €
SOLERA	383.265 €		189.000 €		166.320 €	
ESTRUCTURA METALICA PRINCIPAL	1.516.000 €		1.448.892 €		1.757.000 €	
ESTRUCTURA METALICA SECUNDARIA	484.500 €	246.500 €	402.900 €	224.400 €	655.500 €	410.400 €
Suma total de Obra civil y estructura	2.703.129 €	1.269.536 €	2.294.731 €	779.010 €	2.880.071 €	1.018.144 €
estantería						
Estantería	5.350.500 €	6.928.500 €	3.979.500 €	5.428.500 €	6.187.000 €	8.252.400 €
Elementos complementarios (entreplanta cabecera, barreras humo,...)	2.866.248 €	2.866.248 €	2.171.400 €	2.171.400 €	455.000 €	455.000 €
Suma total de Estantería	8.216.748 €	9.794.748 €	6.150.900 €	7.599.900 €	6.642.000 €	8.707.400 €
Cerramientos de Cubierta y Fachada, más complementos						
CERRAMIENTO DE CUBIERTA	1.135.600 €	1.135.600 €	552.825 €	552.825 €	471.240 €	471.240 €
PLUVIALES EN CUBIERTA Y BAJANTES	76.000 €	76.000 €	45.000 €	45.000 €	65.000 €	65.000 €
CERRAMIENTO FACHADA Panel Lana de Roca	665.280 €	665.280 €	643.560 €	643.726 €	1.071.000 €	1.071.000 €
Suma Total de Cerramientos del edificio	1.876.880 €	1.876.880 €	1.241.385 €	1.241.551 €	1.607.240 €	1.607.240 €
Suma del edificio completo	12.796.757 €	12.941.164 €	9.687.016 €	9.620.461 €	11.129.311 €	11.332.784 €
Coste total por m²	901,50 €	911,67 €	1.383,86 €	1.374,35 €	2.007,45 €	2.044,15 €
Coste total por m³	45,07 €	45,58 €	46,13 €	45,81 €	50,19 €	51,10 €

FIGURA N11. COSTE DEL EDIFICIO MÁS ESTANTERÍA AUTOPORTANTE EN 20, 30 Y 40m DE ALTURA

De la valoración de esta tabla se extrae que:

- El coste por unidad de superficie sube con la altura con un valor ligeramente exponencial.

- El coste por unidad de volumen presenta un incremento exponencial con un gradiente mayor en la estantería autoportante.
- El coste de los cerramientos es el mismo prácticamente en cada solución
- Lo más importante: El coste de la solución de edificio más estantería es muy similar al de solución con estantería autoportante.

Estos valores no son directamente comparables debido a que la influencia de la superficie del edificio, con respecto a su altura y a su perímetro modifica la comparativa, por lo que la diferencia principal (no la única) está en la estructura del edificio y la estantería.

Además, existe otra característica fundamental, ya que cada estantería está realizada para una carga concreta, como es palet, caja, etc y su peso.

La influencia de la carga es muy importante, ya que en estanterías con elevada sobrecarga de uso, da lugar a perfiles de secciones importantes y mas pesadas, lo cual implica que para la autoportante la influencia del viento genera un sobredimensionamiento menor, haciéndola más competitiva, ya que en la no autoportante la sección ya debe soportar cargas importantes.

Pero igualmente, según se ha comentado anteriormente, los desplazamientos en la parte superior de la estantería son un valor de diseño muy importante.

A mayor altura y a mayor requerimiento de desplazamientos límites menores, mayor es la rigidez necesaria en la estantería, llegando a valores inasumibles por su coste o inalcanzables por su limitación de desplazamiento. En las estanterías a partir de 35/40m de altura este factor cobra una importancia fundamental.

En estos casos, la única opción para limitar el desplazamiento de la estantería (ligada directamente al máximo desplazamiento del traslo/equipamiento permitido), es el edificio, que asume la carga de viento y sus desplazamientos, y luego, con una holgura superior a lo que se desplace el edificio, se dispone la estantería, que solo absorberá los esfuerzos del equipamiento.

COMPARATIVA DE CAPITULO ENTRE EDIFICIO Y AUTOPORTANTE

La comparativa entre soluciones arroja lo siguiente :

- *altura. A mayor altura, mejores ratios presenta el edificio frente al autoportante.*
- *La diferencia entre ambas soluciones es mínima, por lo que generalmente el criterio de decisión no es el económico.*
- *Existen condicionantes que pueden obligar a una solución (como por ejemplo los desplomes limite)*
- *El coste de los cerramientos es similar en ambos casos.*

O. CONCLUSIONES

CONCLUSIONES

En esta tesis se ha desarrollado de forma cuantitativa y cualitativa el diseño estructural de los edificios de almacenamiento automatizado, integrando en el análisis el equipamiento y las instalaciones desde la primera fase del proyecto, tanto en sus implicaciones económicas como de plazos y de diseño.

Este desarrollo ha seguido una serie de apartados fundamentales en la obtención de datos relevantes, estructurados por apartados, como son acciones y cargas a considerar, normativa, tipologías estructurales, terrenos y cimentaciones, cerramientos, acabados, instalaciones, prefabricación, calidad, equipamiento, secuencias de trabajo,... Todas estas características influyen de forma determinante en un edificio de este tipo, tanto de forma económica como técnica.

Como una parte importante de la presente tesis, está el desarrollo teórico del diseño y cálculo de las correas de cubierta de este tipo de edificios basado en elementos conformados. Este análisis teórico ha sido seguido de ensayos a escala real para validar el diseño teórico, con resultados satisfactorios del lado de la seguridad, poniendo de manifiesto una capacidad resistente muy por encima de lo esperado. Estos ensayos reales han requerido un importante coste económico y han servido para determinar de forma real, con una piscina de cubierta de 60m³ de agua, un comportamiento preciso en cuanto a deformaciones frente a lo previsto, y desarrollado para obtener datos reales de comportamiento y cargas admisibles. Este análisis a escala real ha sido presentado en el congreso **EUROSTEEL 2014**:

7th European Conference on Steel and Composite Structures

10 al 12 Septiembre de 2014. Universidad FEDERICO II. Nápoles, Italia

Con todos los datos y opciones analizadas de forma detallada se ha procedido a parametrizar costes y ratios de diferentes formas.

La competencia económica y técnica de este tipo de edificios es la estantería autoportante, por lo que se ha introducido en todos los capítulos un apartado final comparativo con este sistema alternativo.

En cuanto a costes se ha determinado con precisión cual es la distribución de costes estructurales por partidas, por etapas y por elementos, detallando dentro del diseño estructural cada partida y sus variaciones.

En cuanto a tiempos, se trata de forma específica la secuencia y sistema de montaje correcto, así como los parámetros que le influyen. Es un apartado que se evalúa de forma detallada y que en ciertos casos tiene una influencia mayor en la decisión que el económico.

Finalmente se desarrolla un sistema de análisis cuantitativo basado en análisis de ratios. Estos ratios generados sirven para analizar una solución y para compararla con otras opciones de forma exacta. Se indican en todos los casos los valores de referencia que se deben considerar y que son fundamentales para una toma inicial de decisiones sin necesidad de realizar un estudio profundo de cada opción.

Una vez realizados los estudios en detalle estos ratios sirven para analizar desviaciones y hacer las correcciones pertinentes. Son la referencia fundamental global y de comparación.

Los principales ratios por unidad de superficie son:

- Peso estructura por unidad de superficie.
- Distribución del coste
- Influencia de la geometría en el coste por unidad de superficie
- Coste Global.

Como comparativa global y con otro tipo de edificios como los autoportantes, se han generado la conversión de estos ratios a la unidad de volumen del edificio, que es el parámetro de decisión común. Así es posible comparar diferentes tipos de edificio y ver las diferencias para un volumen de almacenamiento necesario determinado, en función de medidas de planta y altura.

A partir de este estudio y sus condicionantes se puede extraer la configuración de edificio de almacenamiento óptima.

Y finalmente, con esta configuración de edificio óptima se puede hacer la comparación con la alternativa: Estantería autoportante. Este estudio comparativo incluye un análisis económico completo, para diferentes casos reales. Habitualmente se tiende en los últimos años a estanterías autoportantes como sistema más económico. Se demuestra en la presente tesis que no existe tal ventaja clara a priori, con costes similares, pero con características diferentes que son las que finalmente deben de decidir la opción. Los más importantes son:

- En edificios altos, por encima de 35-40m, la opción de la estantería autoportante puede quedar desechada por desplazamientos inadmisibles para el equipamiento interior debido a viento principalmente
- Para cargas elevadas de almacenamiento la autoportante presenta mejores opciones ya que necesita proporcionalmente menos coste de estructura adicional para pasar de estantería normal a autoportante frente al edificio más estantería interior.

Los apartados de la tesis de *Costes* y de *Análisis Comparativo cuantitativo* detallan todos los valores de los ratios definidos en la presente tesis y son el resultado del análisis detallado de todos los parámetros, como base del conocimiento aportado.

De la lectura y el análisis de esta tesis se genera un desglose de datos que permiten analizar diferentes opciones de edificio de almacenamiento, determinar su coste, compararlos en precio, en tiempo de ejecución y en prestaciones, descartar alguna alternativa por condicionantes y comparar esta opción de Edificio+Estantería interior con la otra opción existente de Estantería Autoportante. Se ha comprobado que el coste es similar entre ambas opciones y que son otros condicionantes no económicos los que pueden variar la decisión. La aportación de esta tesis se considera importante para esta comparación.

La referencia de trabajos y artículos publicados están basados principalmente en el desarrollo de la estantería, tanto interior como autoportante, en el ámbito normativo de las FEM europeas y las RMI americanas. Sin embargo, no existe una comparativa según se define en la presente tesis, entre el diseño de un edificio desarrollado para almacén logístico automático con las instalaciones integradas frente a un autoportante.

El diseño estructural parametrizado de forma cualitativa y cuantitativa (ratios) permite el conocimiento de valores comparativos y de toma de decisión así como detalla valores de referencia de coste económico. Y del resultado obtenido, se añaden otros parámetros importantes en el desarrollo de la solución como el temporal, el terreno, la situación, las modificaciones a futuro,... que se han indicado de forma detallada en el presente documento.

ANEXO

A1. LISTADO DE FIGURAS

FIGURA A1. PLANTA DE DISTRIBUCIÓN

FIGURA A2. LAYOUT E IMPLANTACIÓN

FIGURA B1. SISTEMA ESTRUCTURAL DE FACHADA

FIGURA B2. CUELQUES Y DETALLES DE FACHADA

FIGURA B3. TABLAS CTE CUBIERTA PLANA

FIGURA B4. TABLAS EUROCODIGO CUBIERTA PLANA

FIGURA B5. COEFICIENTE DE EXPOSICIÓN

FIGURA B6. CARGA DE VIENTO SOBRE FACHADA

FIGURA B7. CARGA DE VIENTO SOBRE PORTICO

FIGURA B8. LEYES DEL CÁLCULO DE LA CHAPA DE CUBIERTA

FIGURA B9. DESPIECE DE CHAPA

FIGURA B10. INFLUENCIA DE DIMENSIONES EN EFECTOS DINAMICOS

FIGURA B11. EJEMPLO DE ZONAS DE CARGA DE VIENTO EN CUBIERTA

FIGURA B12. SISTEMA DE FIJACIÓN DE LÁMINA SEMIAUTOMÁTICO

FIGURA C1. SISTEMA ESTRUCTURAL DE CELOSÍAS

FIGURA C2. SISTEMA ESTRUCTURAL DE PORTICO ARMADO/LAMINADO Y CERRAMIENTO DE FACHADA
AUTOPORTANTE

FIGURA C3. FOTO REAL DE PORTICO ARMADO CON CERRAMIENTO DE FACHADA AUTOPORTANTE

FIGURA C4. PILARES EMPRESILLADOS

FIGURA C5. PORTICO COMPLETO EN CELOSIA

FIGURA C6. ESQUEMA DE PORTICO EN CELOSIA

FIGURA C7. EDIFICIO EN FASE DE MONTAJE

FIGURA C8. ESTRUCTURA DE HORMIGÓN Y METALICA COMBINADA

FIGURA C9. ESTRUCTURA DE CERRAMIENTO DE HORMIGÓN PORTANTE Y PORTIO METALICO

FIGURA C10. MONTAJE CON APUNTALAMIENTO DE PANEL DE HORMIGÓN AUTOPORTANTE

FIGURA C11. VISTA DE LA SOLUCIÓN DE CERRAMIENTO AUTOPORTANTE

FIGURA C12. FASE DE MONTAJE ESTRUCTURA EN PANEL DE FACHADA AUTOPORTANTE APUNTALADO

FIGURA C13. ESQUEMA ESTRUCTURAL "CASCARA"

FIGURA C14. ESQUEMA RESISTENTE AUTOPORTANTE

FIGURA C15. ARRIOSTRAMIENTO EN NIVELES

FIGURA C16. ARRIOSTRAMIENTO LONGITUDINAL

FIGURA C17. EMPLEO DE FORROS

FIGURA C18. LISTADO DE COMPROBACIÓN

FIGURA C19. COLAPSO DE PALCA DE ANCLAJE SIN MORTERO

FIGURA C20. PLANTILLA DE ANCLAJE CON PERNO CORRUGADO

FIGURA C21. DISPOSICION DE LOS PERNOS EN OBRA

FIGURA C22. ANCLAJE CON DURMIENTES

FIGURA C23. PRUEBA DE CARGA A ANCLAJE QUIMICO

FIGURA C24. DISPOSICION DE ANCLAJE SOBRE PILAR

FIGURA C25. COMPARATIVA DE ANCLAJES

FIGURA C26. ANCLAJE TIPO EN ESTANTERIA

FIGURA C27. CARGA PUNTUAL SOBRE EPERFIL CONFORMADO

FIGURA C28. ANALISIS DEL COMPORTAMIENTO DE CUELQUE DE INSTALACIONES SOBRE CONFORMADO
CON ANGULAR PLEGADO

FIGURA C29. VANO DE CORREAS CON ATADOS

FIGURA C30. CORREAS EN AUTOPORTANTE

FIGURA C31. ESTADO TENSIONAL EN FIJACION DE ARRIOSTRAMIENTO

FIGURA C32. ELEMENTO CON SECCION C DE ARRIOSTRAMIENTO

FIGURA D1. MEJORA DEL TERRENO

FIGURA D2. CIMENTACION SUPERFICIAL CON ZAPATA CORRIDA

FIGURA D3. UNIFORMIDAD DE COMPORTAMIENTO DEL TERRENO

FIGURA D4. PLANTA DE CIMENTACION EN EJECUCIÓN

FIGURA D5. DIFERENTES PARTES DE CIMENTACION EN EJECUCIÓN

FIGURA D6. ESQUEMA EN PLANTA DE CIMENTACIÓN

FIGURA D7. PLANTA DE CIMENTACIÓN CON ZAPATAS AISLADAS Y MURO PERIMETRAL

FIGURA D8. SECCION TIPO DE CIMENTACIÓN DE SILO AUTOPORTANTE

FIGURA D9. ESQUEMA DE REACCIONES POR HIPOTESIS

FIGURA E1. ESQUEMAS DE TALLER ESPECIALIZADO EN CADENA

FIGURA E2. ESQUEMA DE ORGANIZACIÓN EN CADENA

FIGURA E3. VISTA GENERAL DE TALLER EN CADENA

FIGURA E4. ALMACENAMIENTO DE MATERIAL

FIGURA E5. CARGA Y TRANSPORTE

FIGURA E6. VISTA PARCIAL DE CELOSIA

FIGURA E7. TIPOS DE CELOSIA

FIGURA E8. DETALLES DE CELOSIA

FIGURA E9. PREFABRICACIÓN EN AUTOPORTANTE

FIGURA E10. PARAMETROS TIPO PARA SOLDADURA POR ARCO SUMERGIDO.

FIGURA E11. MACROGRAFÍA

FIGURA E12. ESQUEMA DE PENETRACIÓN DE SOLDADURA

FIGURA E13. ENSAYO DE DOBLADO

FIGURA F1. COLAPSO DE ESTRUCTURA SECUNDARIA

FIGURA F2. ALIVIADERO DE CUBIERTA SOBRE FACHADA

FIGURA F3. GARGOLAS Y BAJANTES EN FACHADA

FIGURA F4. DETALLE DE CHAPA DE CUBIERTA CON ZOCALO DE EXHUTORIO

FIGURA F5. DETALLE DE AISLAMIENTO

FIGURA F6. TRABAJOS DE MONTAJE A BAJAS TEMPERATURAS

FIGURA F7. INSTALACIÓN DE LÍNEA DE VIDA

FIGURA F8. LIMPIEZA DE DRENAJE DE CUBIERTAS

FIGURA F9. CHAPA EN CUBIERTA DE ESTANTERÍA AUTOPORTANTE

FIGURA F10. MONTAJE DE PANEL DE FACHADA

FIGURA F11. MOVIMIENTO DE LOTE DE PANELES CON ESLINGAS Y RETENIDAS

FIGURA F12. COLOCACIÓN DE PANEL CON VENTOSA

FIGURA F13. MONTAJE DEL PANEL DE FACHADA

FIGURA F14. CERRAMIENTO EN ESTANTERÍA AUTOPORTANTE

FIGURA F15. CERRAMIENTO EN FACHADA DE ESTANTERÍA AUTOPORTANTE CON SANDWICH IN SITU SIN CORREAS

FIGURA F16. MICROGRAFÍA DEL RECUBRIMIENTO DE GALVANIZACIÓN EN CALIENTE DISCONTINUA

FIGURA F17. RECUBRIMIENTO MÍNIMO EN GALVANIZADO DISCONTINUO SEGÚN NORMA UNE EN ISO 1461

FIGURA F18. APLICACIÓN DE PINTURA INTUMESCENTE

FIGURA G1. ESQUEMA DE CÁLCULO

FIGURA G2. TABULACIÓN DE FABRICANTES DE CORREAS

FIGURA G3. LEYES DE VIGA CONTINUA

FIGURA G4. ENVOLVENTES DE VIGA CONTINUA

FIGURA G5. CUMPLIMIENTO DE LAS CORREAS POR FLECHA

FIGURA G6. CUMPLIMIENTO POR TENSIÓN

FIGURA G7. TENSIÓN DE VON MISES. DETALLE EN PRIMER APOYO CONTINUO

FIGURA G8. COMPROBACIÓN POR CADA MÉTODO

FIGURA G9. GRÁFICO DE COSTE SEGÚN EL DISEÑO DE CADA MÉTODO

FIGURA G10. ENSAYO DE TRACCIÓN DE MATERIAL DE 2mm DE ESPESOR

FIGURA G11. ENSAYO DE TRACCIÓN DE MATERIAL DE 2,5 mm DE ESPESOR

FIGURA G12. ENSAYO DE TRACCIÓN DE MATERIAL DE 3mm DE ESPESOR

FIGURA G13. FICHAS DE LOS MATERIALES UTILIZADOS

FIGURA G14. VISTA GENERAL DE MONTAJE PREVIO AL ENSAYO

FIGURA G15. APOYOS DE LA ESTRUCTURA

FIGURA G16. TIRANTILLAS DE ATADO

FIGURA G17. REDONDOS SUPERIORES DE ATADO

FIGURA G18. CELOSIA EN EXTREMO SUPERIOR DE LA BALSA

FIGURA G19. DISPOSICIÓN DEL TOPOGRAFO

FIGURA G20. ELEMENTO DE FIJACIÓN DE CORREAS A PORTICO
FIGURA G21. CORREA DE SOLAPE Y CONTINUIDAD
FIGURA G22. LAMINA DE PVC FIJADA ESTANCA
FIGURA G23. TABLA RESULTADOS ENSAYO 1
FIGURA G24. ESQUEMA DE PUNTOS Y DEFORMADAS EN ENSAYO 1
FIGURA G25. TOMA DE DATOS
FIGURA G26. ESQUEMA DE PUNTOS Y DEFORMADAS EN ENSAYO 2
FIGURA G27. COMPARATIVA
FIGURA G28. COMPARATIVA DE RESULTADOS CON CARGA TEORICA, MAYORADA Y DE ENSAYO
FIGURA G29. COMPARATIVA DE RESULTADOS CON CARGA TEORICA, MAYORADA Y DE ENSAYO

FIGURA H1. INSTALACIONES NO INTEGRADAS EN FASE DE INGENIERÍA Y PROYECTO
FIGURA H2. ESTRUCTURA DE SUJECCIÓN PARA PUNTO FIJO
FIGURA H3. DATOS DE DISEÑO
FIGURA H4. DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL
FIGURA H5. REACCION DE PRESIÓN
FIGURA H6. RACK Y SUPORTACIÓN DE INSTALACIÓN DE CLIMA
FIGURA H7. CENTRAL DE GENERACION DE CALOR PARA CLIMA SOBRE CUBIERTA
FIGURA H8. SECCIÓN TIPO DE PUNTO FIJO ANTISISMICO DE PCI
FIGURA H9. RACK LONGITUDINAL
FIGURA H10. ESQUEMAS DE RACKS TRANSVERSALES
FIGURA H11. SITESMA DE SUPORTACION DE RACKS VERTICALES A CUBIERTA
FIGURA H12. ESQUEMA DE ESTANTERIA AUTOPORTANTE
FIGURA H13. NUCLEO DE ESCALERAS PARA EVACUACIÓN POR TUNEL PRESURIZADO
FIGURA H14. TUNELES EN FASE DE EJECUCIÓN
FIGURA H15. DISPOSICIÓN DE LOS NUCLEOS DE EVACUACIÓN
FIGURA H16. SOPORTES EN CUBIERTA PARA ESTRUCTURA DE PANELES SOLARES

FIGURA I1. GRANALLADO
FIGURA I12. TABLA PPI

FIGURA J1. INICIO MONTAJE ESTRUCTURAL
FIGURA J2. SISTEMA DE MONTAJE POR VANOS
FIGURA J3. MONTAJE ESTRUCTURAL
FIGURA J4. DISPOSICIÓN DE EXHUTORIOS DE CUBIERTA
FIGURA J5. MONTAJE ESTRUCTURAL Y CERRAMIENTO
FIGURA J6. INICIO DEL MONTAJE DEL CERRAMIENTO
FIGURA J7. RAMALES DE PCI INTEGRADOS EN LA ESTRUCTURA
FIGURA J8. FASE DE MONTAJE
FIGURA J9. PROTECCIÓN DE RUEDAS PARA RODAR SOBRE SOLERA
FIGURA J10. TRABAJOS NOCTURNOS
FIGURA J11. EDIFICIO DE TRANSFORMADORES Y ESCALERAS DE EVACUACIÓN
FIGURA J12. EDIFICIOS QUE ALBERGAN LAS BOMBAS DE PCI
FIGURA J13. PASARELA DE CONEXIÓN NAVE LOGISTICA CON SILO LOGISTICO
FIGURA J14. ANALISIS DE LA ACCIÓN DEL VIENTO EN FASE DE MONTAJE
FIGURA J15. HUECHO TEMPORAL EN CERRAMIENTO EN FASE DE MONTAJE
FIGURA J16. TIPOLOGIAS DE CELOSIA EN AUTOPORTANTE
FIGURA J17. DETALLES DE UNIONES
FIGURA J18. UNIONES SIMPLEMENTE APOYADAS
FIGURA J19. UNION INTERMEDIA DE PILARES ALTOS EN CELOSIA
FIGURA J20. UNION SOLDADA EN OBRA
FIGURA J21. UNION ATORNILADA DE CONTINUIDAD EN ANGULARES
FIGURA J22. CALCULO DE UNION CON POWERCONNECT
FIGURA J23. ELEMENTOS DE UNION TIPO EN AUTOPORTANTE
FIGURA J24. ESQUEMA DE AVANCE DE OBRA
FIGURA J25. IMPERFECCIONES O DEFECTOS TIPO
FIGURA J26. USO DE GRUA AUTOPROPULSADA

FIGURA J27. UTILIZACIÓN DE 3 GRUAS SIMULTANEAMENTE

FIGURA J28. MAQUINARIA TODOTERRENO ELEVADORA

FIGURA J29. ELEVADORES

FIGURA J30. MAQUINA AUTOPROPULSADA TELESCOPICA

FIGURA K1. DIFERENTES EQUIPAMIENTOS DE ESTANTERÍA /ENTREPLANTA

FIGURA K2. ESQUEMA ENTREPLANTA SOBRE PILARES SEGÚN UNE EN 15878

FIGURA K3. ANALISIS MEF RIGIDEZ DE UNIÓN

FIGURA K4. ENSAYO RIGIDEZ DE UNIÓN

FIGURA K5. GRAFICA DE RIGIDEZ DE UNIÓN

FIGURA K6. MODELO DE CALCULO CON ELEMENTOS BARRA EN 3D COMPLETO

FIGURA K7. DETALLE DE ESCALA DE ESTANTERÍA

FIGURA K8. PERFILES TIPO EN ESTANTERÍA

FIGURA K9. ENTREPLANTA CON TRAMEX

FIGURA K10. ENTREPLANTA CON DIFERENTES EQUIPAMIENTOS

FIGURA K11. ENTREPLANTA DESCOLGADA

FIGURA K12. EQUIPAMIENTO COMPLETO

FIGURA K13. ESTRUCTURA DESDE EL INTERIOR

FIGURA K14. HUECOS EN SUELO DE ENTREPLANTA PARA CLASIFICADOR

FIGURA K15. CLASIFICADOR

FIGURA K16. TIPOLOGIAS DE ENTREPLANTAS CON EQUIPAMIENTO AUTOMATIZADO

FIGURA L1. CORREAS CONFORMADAS

FIGURA L2. UNION DE CORDONES DE CELOSIA

FIGURA L3. PLACAS BASE SIN MORTERO SIN RETRACCIÓN

FIGURA L4. DETALLE DE FIJACIÓN INCORRECTO

FIGURA L5. MANEJO DE MAQUINARIA INADECUADO

FIGURA L6. PREVISIÓN DE ACCIONES EN FASE DE MONTAJE

FIGURA L7. CRITERIOS DE MONTAJE INADECUADOS

FIGURA L8. SECUENCIA PREDISEÑADA DE MONTAJE

FIGURA L9. CERRAMIENTO EN FASE DE MONTAJE

FIGURA L10. HUECO DE CERRAMIENTO EN ZONA DE ANDAMIO

FIGURA M1. PRECIO DEL TUBO POR MODELO

FIGURA M2. GRAFICO COSTE POR OBRA

FIGURA M3. GRAFICO COSTE POR TIPOS DE ELEMENTO. H:30m Y 3 VANOS

FIGURA M4. GRAFICO COSTE POR TIPOS DE ELEMENTO. H:20m Y 3 VANOS

FIGURA M5. GRAFICO COSTE POR TIPOS DE ELEMENTO. H:30m Y 2 VANOS

FIGURA M6. PORTICO CON 3 O 4 PILARES

FIGURA N1. ESTRUCTURA SECUNDARIA Y SUPOORTACION

FIGURA N2. CERRAMIENTO HORIZONTAL EN AUTOPORTANTE SIN CORREAS

FIGURA N3. PIEZAS DIFERENTES

FIGURA N4. RATIOS DE HORAS DE MONTAJE

FIGURA N4. HORAS DE GRUA

FIGURA N5. RATIOS DE COSTE POR UNIDAD DE SUPERFICIE

FIGURA N6. RATIOS DE COSTE POR UNIDAD DE VOLUMEN

FIGURA N7. COSTE EN FUNCION DEL ANCHO DEL EDIFICIO

FIGURA N8. TIPOS DE ELEMENTO DE ALMACENAMIENTO

FIGURA N9. COSTE DEL AUTOPORTANTE DE CAJAS

FIGURA N10. COSTE DEL AUTOPORTANTE DE PALETS DE 40m DE ALTURA

FIGURA N11. COSTE DEL EDIFICIO MÁS ESTANTERÍA AUTOPORTANTE EN 20, 30 Y 40m DE ALTURA

ANEXO

A2. BIBLIOGRAFIA

DOCUMENTOS DE REFERENCIA

- [1] EN 1993-1-3, 2006 Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings.
- [2] Eurocode 3: Design of Steel Structures. Part 1.1: General structural rules. CEN-European Committee for Standardisation, Brussels, EN1993-1-1, 2005.
- [3] EN 1993-1-3:2004 Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-3: General rules - Supplementary rules for cold-formed members and sheeting.
- [4] Eurocode 1: Actions on structures – Part1-4: General actions – Wind actions, 2005.
- [5] Eurocode 3 – Design of steel structures – Part 3-1: Towers, masts and chimneys – Towers and masts, 2006.
- [6] EN 1998 –Eurocode 8 –"Design of structures for earthquake resistance", CEN, 2005
- [7] American Iron and Steel Institute. Cold-Formed Steel Design Manual, 1996.
- [8] Gutierrez R, Loureiro A, Moreno A, Reinos J, M Bello'n R. Behavior. Analysis of bolted connected Z coldformed steel beams. In: Proceedings of the 8th world congress computational mechanics, 5th European congress on computational methods in applied sciences and engineering, ECCOMAS, 2008.
- [9] NCSE02 - EAL DECRETO 997/2002, de 27 de septiembre, por el que se aprueba la Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación (NCSE-02)
- [10] FM Global. Normativa de Factory Mutual en vigor
- [11] Normativa FEM (Federación Europea de Manutención) ,.
- [12] Norma NFPA. Soportes, Arriostamientos y Contención de la tubería del Sistema,.
- [13] Reglamento de Seguridad Contra Incendios en Establecimientos Industriales (en adelante RSCIEI)

LIBROS DE REFERENCIA

	TÍTULO	AUTOR	EDICIÓN	EDITORIAL
1	CÁLCULO DE ESTRUCTURAS DE CIMENTACIÓN	J. CALAVERA	2000	INTECMAC
2	PRINCIPIOS DE CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS METÁLICAS	D.PELLICER DAVIÑA	2002	BELLISCO
3	SOLDADURA	D.RODRIGUEZ SALGADO	2002	BELLISCO
4	ECONOMÍA APLICADA A LA CONSTRUCCIÓN	S. TRUYOLS MATEU	2005	BELLISCO
5	TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL EN ARQUITECTURA INDUSTRIAL	A. MARTÍN RODRIGUEZ	2005	BELLISCO
6	CERRAMIENTOS LIGEROS Y PESADOS EN LOS EDIFICIOS	A. ROLANDO AYUSO	1999	BELLISCO
7	SEGURIDAD CONTRA INCENDIOS EN LOS ESTABLECIMIENTOS INDUSTRIALES	AENOR	2006	AENOR
8	REACCION Y RESISTENCIA AL FUEGO DE MATERIALES DE CONSTRUCCION	AENOR	2005	AENOR
9	PROTECCION CONTRA INCENDIOS	AENOR	2006	AENOR
10	STEEL JOIST	STEEL JOIST	2003	STEEL JOIST
11	REGLES DEFINISSANT LES EFFETS DE LA NEIGE ET DU VENT SUR LES CONSTRUCTIONS ET ANNEXES		2002	EYROLLES
12	MANUAL PARA CALCULO DE ESTRUCTURAS METALICAS. TOMO 1	ENSIDESA	1975	GRÁFICAS REUNIDAS
13	CURSO DE CALCULO DE ESTRUCTURAS	I. GARCIA-BADELL	1999	BELLISCO
14	GUIA PARA LA COMPROBACIÓN DE LA RESISITENCIA AL FUEGO DE ESTRUCTURAS	A. ARNEDO	2005	ASCEM
15	EL PROYECTISTA DE ESTRUCTURAS METÁLICAS. TOMO 2	R. NONNAST	1999	PARANINFO
16	ESTABILIDAD ESTRUCTURAL DE PERFILES TUBULARES, 2	J. RONDAL	1996	TÜV -VERLAG
17	GUIA DE DISEÑO PARA LA FABRICACIÓN,ENSAMBLE Y MONTAJE DE ESTRUCTURAS DE PERFILES TUBULARES, 7	D. DUTTA	1998	TÜV -VERLAG
18	GUIA DE DISEÑO PARA PERFILES TUBULARES ESTRUCTURALES EN APLICACIONES METÁLICAS, 6	J. WARDENIER	1998	TÜV -VERLAG
19	GUIA DE DISEÑO PARA NUDOS DE PERFILES TUBULARES RECTANGULARES (RHS) BAJO CARGAS PREDOMINANTEMENTE ESTÁTICAS, 3	J.A. PACKER	1996	TÜV -VERLAG
20	GUIA DE DISEÑO PARA NUDOS DE PERFILES TUBULARES RECTANGULARES (CHS) BAJO CARGAS PREDOMINANTEMENTE ESTÁTICAS, 1	J. WARDENIER	1996	TÜV -VERLAG
21	GUIA DE DISEÑO PARA COLUMNAS DE PERFILES TUBULARES RELLENOS DE HORMIGÓN BAJO CARGAS ESTÁTICAS Y SÍSMICAS, 5	R. BERGMANN	1998	TÜV -VERLAG
22	GUIA DE DISEÑO PARA COLUMNAS DE PERFILES TUBULARES ESTRUCTURALES SOMETIDAS A FUEGO, 4	L. TWILT	1996	TÜV -VERLAG
23	CURSO BÁSICO DE CÁLCULO Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS EN ORDENADOR	J. M. GARCÍA	2000	McGRAW HILL
24	TEORIA E PRATICA DELLE STRUTTURE IN ACCIAIO	V. NUNZIATA	2000	DARIO FLACCOVIO
25	CARICO DI INCENDIO E3 RESISTENZA AL FUOCO DELLE STRUTTURE	A. AMICO	2001	DARIO FLACCOVIO
26	MECANICA DELL'INCENDIO E VALUTAZIONE DEL RISCHIO	A. AMICO	2002	DARIO FLACCOVIO
27	MANUAL DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO	R. L. BROCKENBROUGH	1997	PRINTER COLOMBIANA
28	MANUAL DE CONSERVACION DE EDIFICIOS E INSTALACIONES INDUSTRIALES	R. CLEMENTS	1972	DEUSTO
29	FUNDAMENTOS PARA EL CÁLCULO Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS DE ACERO LAMINADO	J. M. GARCÍA	1997	McGRAW HILL
30	STRUTTURE IN ACCIAIO	G. BALLIO	1987	ULRICO HOEPLI
31	STEEL DESIGNERS'MANUAL	G. W. OWENS	2003	BUICK DAVISON
32	CONSTRUIR CON ACERO, TOMO 5	R. ARAUJO	1994	ENSIDESA
33	EJECUCIÓN DE ESTRUCTURAS DE ACERO, TOMO 2 NORMAS UNE	AENOR	1999	AENOR
34	ESTRUCTURAS DE ACERO UNIONES Y SISTEMAS ESTRUCTURALES, 1	R. ARGÜELLES ALVAREZ	1999	BELLISCO
35	ESTRUCTURAS DE ACERO UNIONES Y SISTEMAS ESTRUCTURALES, 2	R. ARGÜELLES ALVAREZ	2001	BELLISCO
36	BASES DE CALCULO DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES, TOMO 0		1990	ENSIDESA
37	EL PROYECTISTA DE ESTRUCTURAS METÁLICAS. TOMO 1	R. NONNAST	2000	PARANINFO
38	MANUAL DEL SOLDADOR	G. HERNÁNDEZ RIESCO	2001	GRAFICAS ROGAR
39	LA ESTRUCTURA METÁLICA HOY	R. ARGÜELLES ALVAREZ	1987	BELLISCO
40	WELDED PROFILES MANUAL	ILKKA LEHTINEN	2001	OTAVA BOOK

41	LAS TENSIONES TANGENCIALES EN LA FLEXION	J. M. SAEZ-BENITO ESPADA	1983	LORMO
42	GALPOES PADRONIZADOS EM PORTICOS COM PERFIS ESTRUCTURAIS LAMINADOS 3	F. D'ALAMBERT	2003	PERFIS ACOMINAS
43	PROBLEMAS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS	M. A. SERRANO	2001	BELLISCO
44	BASES DE CALCULO DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES, TOMO 0		1990	ENSIDESA
45	EJECUCIÓN DE ESTRUCTURAS DE ACERO, TOMO 1 EUROCODIGO 3	AENOR	1999	AENOR
46	PRONTUARIO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS	R. RODRIGUEZ BORLADO	1999	M. FOMENTO
47	MANUAL DE CONSTRUCCION EN ACERO DISEÑO POR ESFUERZOS PERMISIBLES		2005	LIMUSA
48	RECOMENDACIONES PARA EL PROYECTO DE PUENTES DE ACERO. TOMO 4	ENSIDESA	1992	ENSIDESA
49	PROTECCION ANTICORROSIVA FABRICACION MONTAJE. TOMO 3	ENSIDESA	1991	ENSIDESA
50	LA SEGURIDAD DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO ANTE EL INCENDIO. TOMO 1	ENSIDESA	1989	ENSIDESA
51	LAS ESTRUCTURAS TUBULARES EN LA ARQUITECTURA	M. EEKHOUT	2000	TUDELFT
52	INITIATION AU CALCUL D'UN BATIMENT A STRUCTURE EN ACIER	Y. LESCOUARC'H	1997	CTICM
53	INCENDIO EM ESTRUTURAS METALICAS	P. VILA REAL	2003	ORION
54	ESTRUCTURAS	CYPE INGENIEROS	2006	CYPE INGENIEROS
55	PLANCHERS A BACS COLLABORANTS	J. D. ANTROPIUS	1995	CTICM
56	LES PIEDS DE POTEAUX ARTICULES EN ACIER	Y. LESCOUARC'H	1982	CTICM
57	MANUEL DE CALCUL DES BATIMENTS EN ACIER A OSSATURE CONTREVENTEE OU RIGIDE SELON LEUROCODE 3	PH. CHANTRAIN	1996	ECCS CECM EKS
58	GUIA DE DISEÑO PARA ESTRUCTURAS EN CELOSIA RESUELTAS CON PERFILES TUBULARES DE ACERO	GORKA IGLESIAS	2004	ICT

ANEXO

A3. PUBLICACIONES DERIVADAS DE LA TESIS

PUBLICACIÓN 1

EUROSTEEL, ITALY, SEPTIEMBRE 2014

EXPERIMENTAL RESULTS OF A COMPLETED Z_PURLING SYSTEM

EXPERIMENTAL RESULTS OF A COMPLETED Z_PURLINGS SYSTEM

Alfonso Loureiro^a, Ramiro Calvo^a

^aUniversity of A Coruña, Spain
a.loureiro@udc.es

INTRODUCTION

In industrial buildings, roof systems using Z-purlings of cold formed profiles, are highly used. Design codes like Eurocode 3 Part 1-1 [1], Part 1-3 [2] and Part 1-8 [3] give the rules for designing of these type of structures. Many authors have dedicated an important work to the study of cold formed Z-purlings (Gutierrez et al [4] y [5], Zaharia R. and Dubina D. [6], Lim J.B.P. and Nethercot D.A. [7]). But more effort is necessary in this area. What is presented in this paper are the results of a test of a complete Deck roof with 3 lines of Z cold formed purling.

1 DESCRIPTION OF THE TEST

The test represents a typical Deck roof whose global view can be seen in *Fig. 1*.



Fig. 1. General arrangement of the test. Global view.

For supporting the roof, cold formed 300 mm height Z purlings with steel type DX 51 D of 2, 2.5 and 3 mm thickness has been used. The characteristics of the different materials are showed in *Table 1*.

Table 1. Characteristics of the steel for the different thickness of the purlings

Thickness (mm)	σ_y (N/mm ²)	σ_u (N/mm ²)
2.0	281.0	370.7
2.5	277.9	358.0
3.0	343.4	405.6

The dimensions of the structure are showed in *Table 2*. Three parallel lines of purlings have been used with a distance of 1500 mm between them and water-pool has been used for introducing the load over the structure.

Table 2. Dimensions and Z purlings sections for the different spans of the roof.

	1 st span	2 nd span	3 rd span	4 th span	5 th span	Connector
Length (m)	9.68	9.68	9.68	9.68	2.20	
Z purling section	Z300x2.5	Z300x2.0	Z300x2.0	Z300x2.0	Z300x2.0	Z300x3.0

The water-filling process is performed with two intake hoses, one for each end, with a steady rate of approximately 300 liters per minute. The displacements of five points of the central line of purlings have been measured. The applied load is obtained by means of the height of the water level in the pool. It is important to note that for the calculus of the total load, it is necessary to add the additional load due to the damming effect induced by the deflection of the deck.

2 RESULTS OF THE TEST

The collapse occurred with a total load of 325 daN/m², that is a 29% greater than the theoretical load of 252 daN/m². Fig. 2 shows the results of the different displacements versus the total applied load. Second order phenomena like warping or local buckling were not observed until the collapse that occurred suddenly.

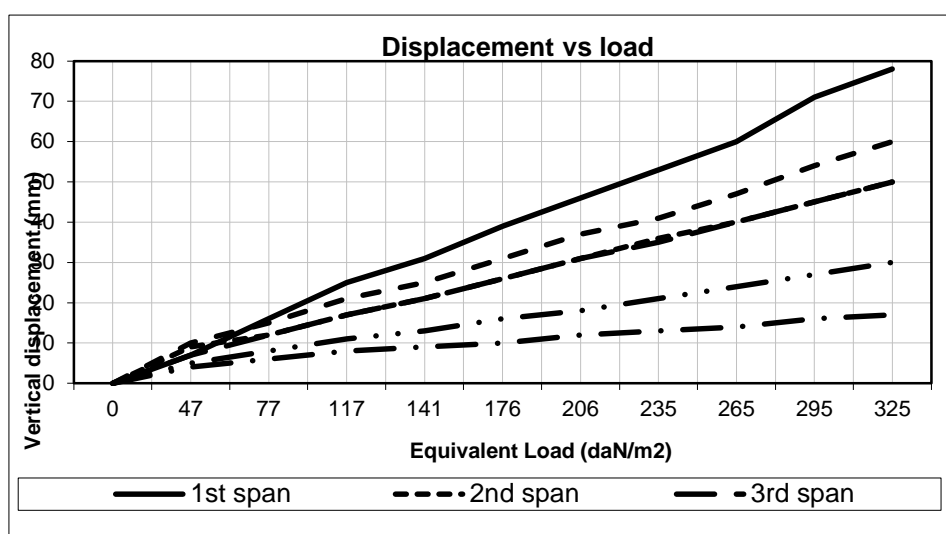


Fig. 2. Displacements vs load for the different spans

3 SUMMARY

In this paper, a real test of a Z-purling system for supporting a typical Deck roof has been performed, and the quantitative results and a graphical report are shown. The total loading capacity of the structure has exceeded the theoretical load in 29%, and the comportment of the Z-purlings has been linear and elastic until the collapse that occurred suddenly.

REFERENCES

- [1] EN1993-1-1:2005: Eurocode3. Design of steel structures. Part1-1: general rules and rules for building.
- [2] EN1993-1-3: 2006: Eurocode3. Design of steel structures. Part1-3: general rules — supplementary rules for cold-formed members and sheeting.
- [3] EN1993-1-8: 2005: Eurocode3. Design of steel structures. Part1-8: design of joints.
- [4] Gutierrez R., Loureiro A., López M., Moreno A., “Analysis of cold-formed purlins with slotted sleeve connections”, *Thin-Walled Structures* 2011, 49, 833-843.
- [5] Gutierrez R., Loureiro A., Moreno A., Reinoso J.M., Bellon R., “Behavior analysis of bolted connected Z cold formed steel beams”. *Proceedings of the 8th world congress on computational mechanics, 5th European congress on computational methods in applied sciences and engineering, ECCOMAS*, 2008.
- [6] Zaharia R., Dubina D., “Stiffness joints in bolted connected cold-formed steel trusses”. *Journal of Constructional Steel Research* 2006, 62, 240–249.
- [7] Lim J.B.P., Nethercot D.A., “Stiffness prediction for bolted moment-connections between cold-formed steel members”. *Journal of Constructional Steel Research*, 2004, 60, 85–107.

EXPERIMENTAL RESULTS OF A COMPLETED Z_PURLINGS SYSTEM

Alfonso Loureiro^a, Ramiro Calvo^a

^aUniversity of A Coruña, Spain
a.loureiro@udc.es

INTRODUCTION

In industrial buildings, roof systems using Z-purlings of cold formed profiles, are highly used. Design codes like Eurocode 3 Part 1-1 [1], Part 1-3 [2] and Part 1-8 [3] give the rules for designing of these type of structures. These type of beams have well known advantages, as for example, those associated with the cost of both manufacturing and assembly, as well as the versatility of the system. However, the cold formed profiles present some problems for the engineers and designers. One of the most important problems is the uncertainty in determining the real resistance of both the purling and the joints between them. Cold-formed profiles are highly susceptible to phenomena such as local buckling, warping, etc. Additionally, the type of joint between the different purlings has a very high influence in the strength and the rigidity of the roof. Many authors have dedicated an important work to the study of cold formed Z-purlings (Gutierrez et al [4] y [5], Zaharia R. and Dubina D. [6], Lim J.B.P. and Nethercot D.A. [7]). But more effort is necessary in this area.

What is presented in this paper are the results of a test of a complete Deck roof with 3 lines of Z cold formed purlings. In the test, the specimens are loaded until the collapse of the structure. The structure was built in the ground level, and the load was introduced by means of water in a pool over the roof. During the loading process, measurements of load and displacements have been done. In this work, the experimental results and the conclusions are presented, together with a wide graphical report.

1 DESCRIPTION OF THE TEST

The test represents a typical Deck roof. *Fig. 1*, *Fig. 2* and *Fig. 3* show a global view and details of the general arrangement of the test respectively.



Fig. 1. General arrangement of the test. Global view.



Fig. 2. General arrangement of the test. Detailed view.

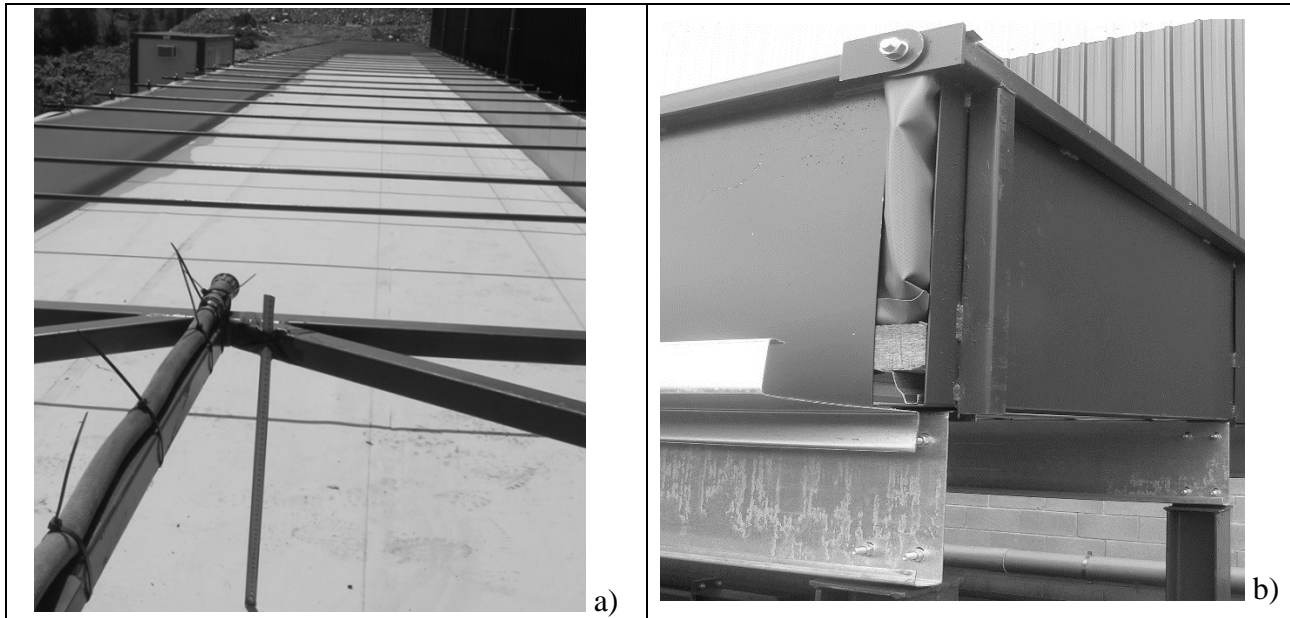


Fig. 3. Upper (a) and corner (b) view of the structure before the beginning of the test.

For supporting the roof, cold formed Z purlins with 300 mm height are used. For the fabrication of the purlins steel type DX 51 D with 2, 2.5 and 3 mm thickness has been used. The characteristics of the different materials in function of the purling thickness are showed in *Table 1*.

Table 1. Characteristics of the steel for the different thickness of the purlings

Thickness (mm)	σ_y (N/mm ²)	σ_u (N/mm ²)
2.0	281.0	370.7
2.5	277.9	358.0
3.0	343.4	405.6

Every line of purlings has been defined like a continuous beam supported every 9.68 m. The model represents this configuration with 4 completed spans 9.68 M length, and the fifth span modelled until the first point of null bending moment, that corresponds with a length of 2.20 m. Three parallel lines of purlings have been used with a distance of 1500 mm between them.

The structure has been levelled with an optical level Pentax AL-M2 32 X.

A pool has been mounted on the roof. This pool has been used for introducing the load over the structure.

The structure of the pool is formed by steel plates 3 mm thick. This plates are bolted to the upper flanges of the Z_purlings. An additional structure braces the lateral upper points of the pool for avoiding its collapse due to the pressure of the water. This structure can be seen in *Fig. 2* and *Fig. 3*.

In both ends of the pool, a truss is used for supporting the horizontal forces, as it can be seen in *Fig. 3*.

For the measurement of the different displacements, calibrated rules together with an optical level have been used. The displacements in the middle of the different spans have been evaluated.

All the connections of the Z-purlings with the main structure are made with reinforced L-connectors. These elements have a thickness of 6 mm, a width of 150 mm and a height of 290 mm. *Fig. 4* shows a detail of the L-connector.



Fig. 4. Detail of the reinforced L-connector

As it can be seen in *Fig. 2*, a horizontal purling is situated in both sides of the roof with the aim of simulating the rigidity of the whole roof in its plane (diaphragm effect).

The bolts used in all the joints of the Z_purlings are 12 mm diameter and 6.8 quality.

The used sections of the Z-purlings in the different spans are showed in *Table 2*. *Fig. 5* shows a bottom view of the roof before and during the loading process.

Table 2. Dimensions and Z purlings sections for the different spans of the roof.

	1 st span	2 nd span	3 rd span	4 th span	5 th span	Connector
Length (m)	9.68	9.68	9.68	9.68	2.20	
Z purling section	Z300x2.5	Z300x2.0	Z300x2.0	Z300x2.0	Z300x2.0	Z300x3.0

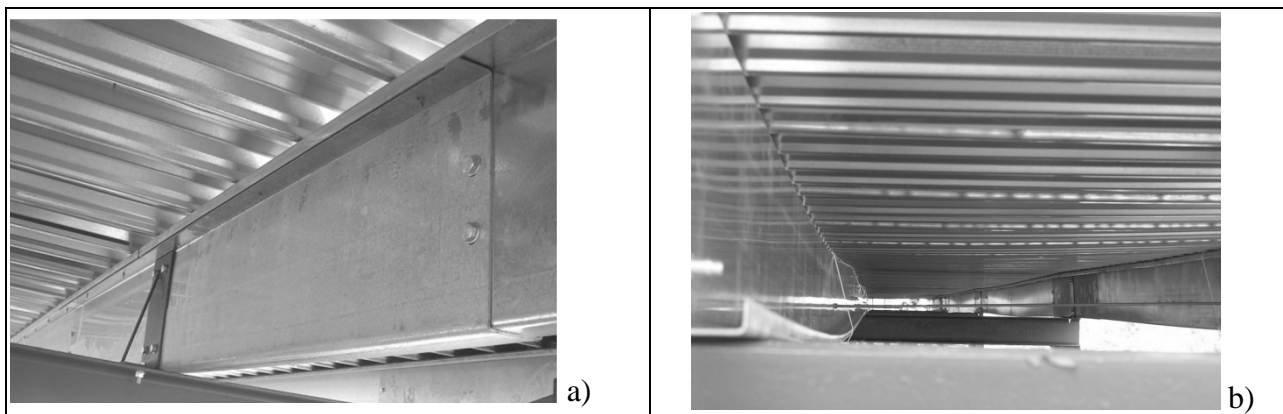


Fig. 5. Bottom view of the cover: a) Undeformed shape. b) Deformed shape during the loading process

The water-filling process is performed with two intake hoses, one for each end, with a steady rate of approximately 300 liters per minute. *Fig. 6* shows the loading process of the structure.



Fig. 6. View of the loading process.

The displacements of five points of the central line of purlins are measured. These points are the midpoints of the three intermediate spans, the point of maximum theoretical deflection in the first span and the extreme of the fifth span, corresponding with the first point of null bending moment. The applied load is obtained by means of the height of the water level in the pool. It is important to note that for the calculus of the total load, it is necessary to add the additional load due to the damming effect induced by the deflection of the deck.

2 RESULTS OF THE TEST

The calculated maximum theoretical elastic load of the structure was 252 daN/m^2 .

The load in the test has been increased until the collapse of the structure. The collapse occurred with a height of water of 275 mm. This height of water corresponds to a total load of 325 daN/m^2 ,

including the additional load due to the deflection of the structure. *Fig. 7* shows the results of the different displacements versus the total applied load.

Second order phenomena like warping or local buckling were not observed until the collapse that occurred suddenly.

Fig. 8 shows the post-collapse state of the structure.

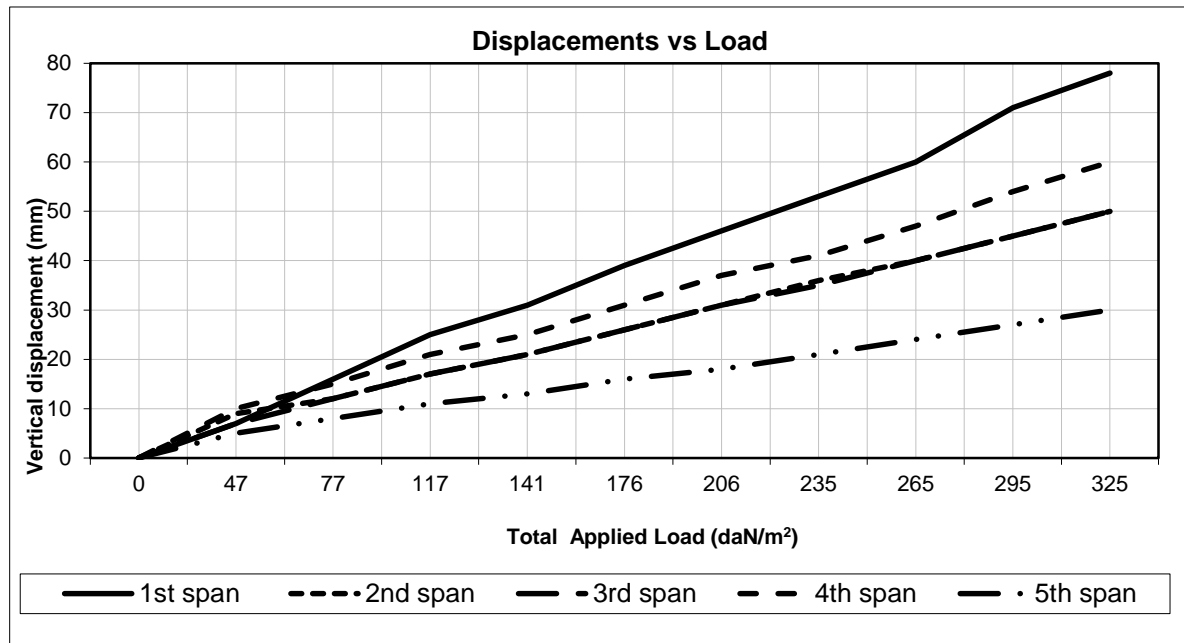


Fig. 7. Displacements vs load for the different spans

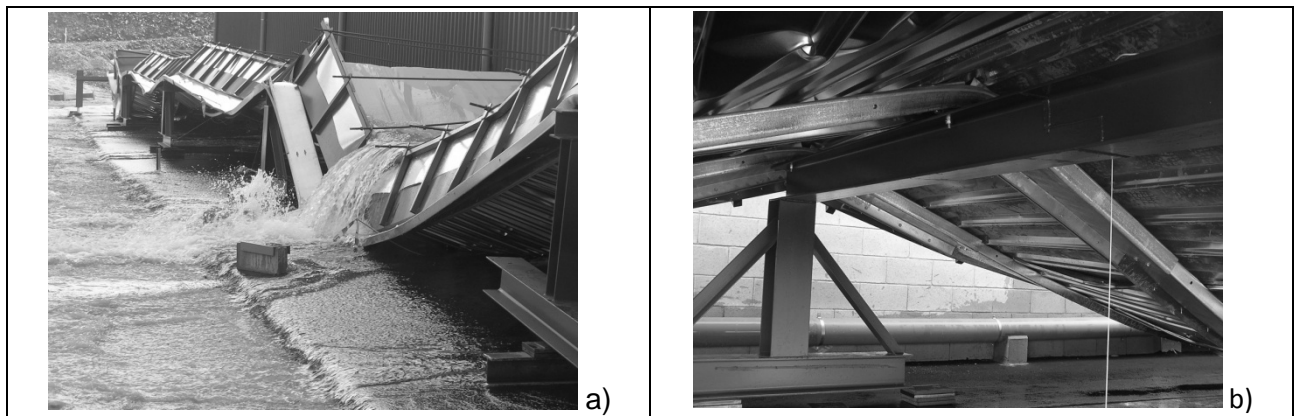


Fig. 8. Collapse of the structure: a) General view. b) Bottom view

3 SUMMARY

In this paper, a real test of a Z-purling system for supporting a typical Deck roof has been performed, and the quantitative results of this test and a wide graphical report have been shown. The total loading capacity of the structure has exceeded the theoretical load, and the comportment of the Z-purlings has been linear and elastic until the collapse suddenly occurred.

REFERENCES

- [1] EN1993-1-1:2005: Eurocode3. Design of steel structures. Part1-1: general rules and rules for building.
- [2] EN1993-1-3: 2006: Eurocode3. Design of steel structures. Part1-3: general rules — supplementary rules for cold-formed members and sheeting.

- [3] *EN1993-1-8: 2005: Eurocode3. Design of steel structures. Part1-8: design of joints.*
- [4] Gutierrez R., Loureiro A., López M., Moreno A., “Analysis of cold-formed purlins with slotted sleeve connections”, *Thin-Walled Structures* 2011, 49, 833-843.
- [5] Gutierrez R., Loureiro A., Moreno A., Reinos J.M., Bellon R., “Behavior analysis of bolted connected Z cold formed steel beams”. *Proceedings of the 8th world congress on computational mechanics, 5th European congress on computational methods in applied sciences and engineering, ECCOMAS*, 2008.
- [6] Zaharia R., Dubina D., “Stiffness joints in bolted connected cold-formed steel trusses”. *Journal of Constructional Steel Research* 2006, 62, 240–249.
- [7] Lim J.B.P., Nethercot D.A., “Stiffness prediction for bolted moment-connections between cold-formed steel members”. *Journal of Constructional Steel Research*, 2004, 60, 85–107.

PUBLICACIÓN 2

ARTICULO EN REVISTA “**INFORMES DE LA CONSTRUCCIÓN**”

**ENSAYOS COMPARATIVOS A ESCALA REAL DE CUBIERTA
FORMADA POR CORREAS Z CONFORMADAS EN FRÍO**

COMPARATIVE REAL SCALE TESTS OF Z PURLINS ROOF SYSTEM

ARTICULO ENVIADO Y PENDIENTE DE PUBLICACIÓN

ENSAYOS COMPARATIVOS A ESCALA REAL DE CUBIERTA FORMADA POR CORREAS Z CONFORMADAS EN FRÍO

COMPARATIVE REAL SCALE TESTS OF Z PURLINS ROOF SYSTEM

A. Loureiro^(*), R. Calvo^(*)

(*) Universidad de A Coruña

Persona de contacto/Corresponding autor: a.loureiro@udc.es

RESUMEN

La utilización de correas Z conformadas en frío es muy habitual en construcción industrial. No obstante, debido al alto grado de incertidumbre de este tipo de estructuras y elementos, y a su tendencia a sufrir fenómenos de inestabilidad local, resulta muy interesante contar con resultados de ensayos reales. En este artículo, se aportan los resultados de dos ensayos de cubiertas Deck a escala real. La cubierta se carga mediante balsa de agua hasta llegar al colapso de la estructura, determinando tanto su resistencia última, como el comportamiento hasta este punto. Adicionalmente se comparan los resultados de los ensayos con los obtenidos mediante diferentes metodologías habituales en el ámbito de la ingeniería estructural. Se concluye que el comportamiento en el rango lineal durante los ensayos es muy similar al predicho analíticamente, y se observa una muy alta resistencia última hasta el colapso de la estructura en ambos ensayos.

ABSTRACT

The use of cold formed Z purlins is common in industrial construction. However, due to the high uncertainty of such structures and elements, and their tendency to suffer local instability phenomena, it is very interesting to have actual test results.

In this article, the results of two tests of full-scale roofs are provided. The roofs are loaded with water pool until the collapse of the structure, thereby determining its ultimate strength and behavior up to this point, and comparing the results with those obtained using different standard methodologies in the field of structural engineering.

It is concluded that the behavior in the linear range during testing is very similar to the predicted analytically, and a very high ultimate strength is observed until the collapse of the structure in both tests.

PALABRAS CLAVE

Correas Z, ensayos a escala real, acero conformado en frío, estructuras de acero

KEY WORDS

Z purlins, real scale test, cold formed steel, steel structures

1. INTRODUCCIÓN

En la edificación actual, sobre todo en la industrial y comercial, se utilizan diferentes sistemas de cubierta en función del uso, las prestaciones requeridas y el coste económico. Como soluciones habituales se plantean diferentes variantes de cerramientos y estructura soporte, siendo el sistema más utilizado el utilizar cerramiento metálico sobre correas. Dentro de esta opción, es posible el combinar diferentes tipos de cerramientos metálicos (chapa simple, panel sándwich con diferentes aislamientos tanto prefabricado como "in situ", cubierta Deck, etc).

Para casos de edificios donde sus dimensiones en planta sean importantes se hace imprescindible ir a pendientes bajas, casi planas, para reducir la cota de cumbrera. Esto obliga a desechar soluciones tipo chapa simple o panel sándwich que como mínimo deben tener pendientes superiores al 6%. Por debajo de este valor la estanqueidad es difícil de conseguir con estos sistemas ya que aparecen infiltraciones por juntas entre elementos. A la vez, los remates necesarios exigen configuraciones específicas difíciles de conseguir. Para estos casos una solución muy habitual es la cubierta Deck autoprotegida, donde las correas de cubierta pueden estar configuradas de multitud de formas, siendo uno de los casos más habituales el utilizar correas Z galvanizadas conformadas en frío. Como ventajas de las mismas podemos destacar:

- Bajo coste de material por metro cuadrado.
- El material esta galvanizado en continuo por lo que no necesita aplicar acabado adicional.
- Sencillez y rapidez de montaje
- Fabricación en continuo y de forma automatizada.
- Economía de fabricación y montaje

Este tipo de correas ha sido objeto de importantes estudios por parte de investigadores, con el fin de ahondar en el conocimiento de su comportamiento. Así, se ha visto que la longitud de solape o del casquillo de unión, es un parámetro muy importante en el comportamiento de las correas (1-3). Lim y Nethercot (4) y Zaharia y Dubina (5) han estudiado la rigidez de uniones atornilladas en estructuras formadas por elementos conformados en frío. Dubina y Ungureanu (6) estudian el pandeo global de correas Z multi-vano, con el ala superior arriostrada por la chapa de cubierta. Dubina et al (7) recogen las reglas de diseño desarrolladas recientemente en Europa, permitiendo de ese modo una mejor comprensión de la normativa europea (8) para estructuras de acero conformado en frío. En esa publicación establecen que este tipo de estructuras está dominado por problemas de estabilidad y tecnología de uniones, que influyen significativamente en el comportamiento estructural. Recientemente, Gutiérrez et al (9-11) han estudiado el comportamiento de correas Z conformadas en frío, unidas mediante casquillo, realizando ensayos y proponiendo una formulación para la determinación de la rigidez y la resistencia de este tipo de uniones.

No obstante, a pesar de todo este trabajo descrito, es muy importante tener datos experimentales por cuanto de un modo analítico es prácticamente imposible tener en cuenta múltiples factores como holguras en los barrenos, deformaciones iniciales, errores de alineamiento durante el montaje, etc. Por ello, en este artículo se presentan resultados importantes y clarificadores del comportamiento de las cubiertas realizadas mediante cubierta Deck y correas Z conformadas en frío. Se complementa y completa de este modo lo indicado por Loureiro y Calvo (12) en un trabajo previo. Ello es así debido a la realización de dos ensayos a escala real, llevando la estructura completa al colapso, y midiendo de este modo la resistencia total real del sistema. Adicionalmente se comparan los resultados experimentales con los obtenidos mediante diferentes métodos de cálculo habituales en el diseño estructural.

2. MODELIZACIÓN

El trabajo se centra en una cubierta típica de un centro logístico de grandes dimensiones, con una pendiente baja (2%), realizada con correas Z conformadas en frío, continuas, separadas 1500 mm entre ellas.

El objetivo del trabajo es diseñar las correas de la forma más ligera posible, cumpliendo la norma en cuanto a tensiones máximas y deformaciones. Para ello se han empleado diferentes métodos de cálculo:

- Método 1: Utilización de tablas de fabricantes de perfiles Z conformadas en frío.
- Método 2: Dimensionamiento manual a partir de la ley de flectores de viga continua.
- Método 3: Uso de programa Cype Generador de pórticos®.
- Método 4: Uso de programa Cype Metal3D®.
- Método 5: Uso de programa de elementos finitos.

En el modelo de cálculo se considera la correa como continua, simplemente apoyada en los extremos, con diferentes espesores en función de los esfuerzos. Partiendo de la experiencia y conocimiento de este tipo de estructuras se analiza el caso de 9680 mm de vano (todos iguales) y se dispone Z300x2 en los vanos centrales, Z300x2.5 en los vanos extremos y Z300x3 en los casquillos de 2400 mm de longitud que centrados en cada apoyo dan la continuidad en la correa (FIGURA 1). La distancia entre correas es 1500 mm.

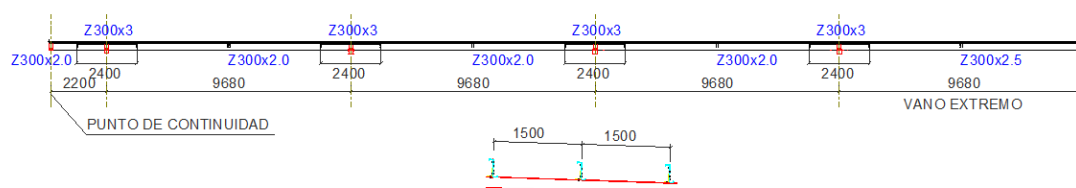


Figura 1. Esquema de cálculo

A efectos de cálculo se considera la correa con fijación rígida a cubierta, impidiendo así el giro del ala superior, según se detalla en la norma EN 1993-1-3:2004 (13). En los apoyos sobre pórtico o sobre testero, se utiliza un elemento denominado ejión, de espesor 6 mm, 150 mm de ancho y 290 mm de altura fijado al pórtico y fijado a la correa. En la fijación de la correa al ejión se utilizan 4 tornillos T12 6.8 separados 80x200 mm entre ejes y centrados en la correa.

2.1 Acciones consideradas

Las acciones de cálculo consideradas son las debidas al peso propio, la carga de nieve, sobrecarga de uso y carga de viento, con sus correspondientes combinaciones según el CTE DB_SE_AE (14). La combinación analizada más desfavorable es la de peso propio más sobrecarga y nieve, dando lugar a una carga total mayorada de 252 kp/m², dando lugar a una carga de 378 kp/m de correa.

2.2 Materiales utilizados

El material utilizado para la fabricación de las correas Z es un acero S280GD conformado en frío en máquina continua, que tiene un límite elástico mínimo garantizado de 280 N/mm² (2854 kp/cm²). Teniendo en cuenta que se van a realizar ensayos de las correas, se adjuntan los resultados de los ensayos realizados certificados (FIGURA 2 y TABLA 1).

	Límite elástico σ_e (N/mm ²)	Tensión última σ_u (N/mm ²)
Z300x2	281.0	370.7
Z300x2,5	287.9	358.0
Z300x3	343.4	405.6

Tabla 1. Características mecánicas de las correas

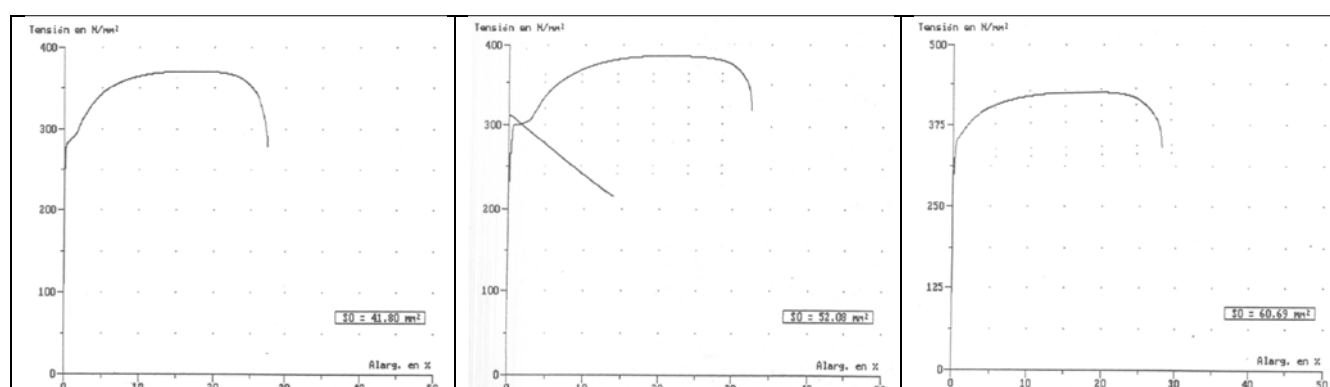


Figura 2. Ensayos de tracción para las correas de 2, 2.5 y 3 mm de espesor.

2.3 Resultados de los diferentes métodos de Cálculo

Con las consideraciones del modelo ya mencionadas, se ha llevado a cabo un diseño mediante los métodos de cálculo indicados. Como ejemplo ilustrativo en la Figura 3 se muestran los resultados del modelo de elementos finitos.

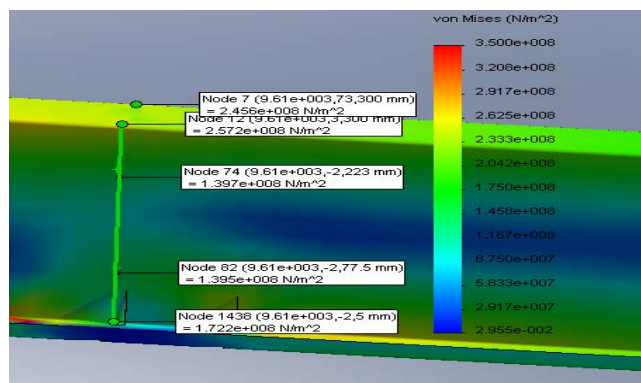


Figura 3. Tensión de Von Mises en el primer apoyo continuo

La Tabla 2 recoge los resultados comparativos entre los diferentes métodos. Se pueden observar las diferencias existentes, que muestran como a medida que vamos realizando cálculos más avanzados y complejos se va consiguiendo soluciones más precisas y económicas. La Figura 4 muestra una comparativa de costes entre los diferentes métodos de cálculo.

	Método de cálculo	Correa Central	Conector	Correa extrema	Peso por línea	Sobrecoste
1	Tabla de fabricante	Z300x3	Z300x4	Z300x3	1534,4	33,0%
2	Cálculo con ley viga continua	Z300x2	Z300x4	Z300x2,5	1227,1	16,9%
3	Cype Generador de pórticos	Z300x4	Z300x4	Z300x4	2026,4	75,6%
4	Cype Metal3D	Z300x2	Z300x3	Z300x2,5	1227,1	6,3%
5	MEF	Z300x2	Z300x3	Z300x2,5	1154,1	0,0%

Tabla 2. Resultados de los diferentes métodos de cálculo

Como se puede observar, el método de elementos finitos obtiene un diseño más ajustado y económico, aunque el tiempo de modelización es elevado, solo asumible para proyectos de cierta entidad.

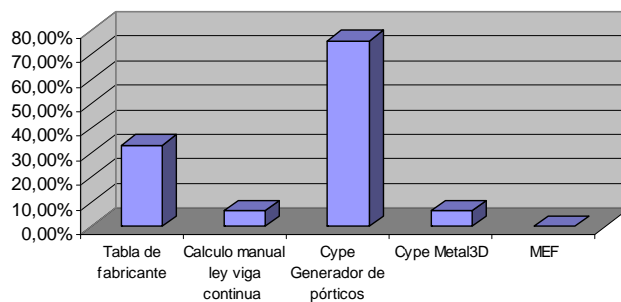


Figura 4. Gráfico de coste según el diseño de cada método

3 ENSAYOS

Los ensayos representan de forma precisa una cubierta Deck típica muy extendida en el ámbito industrial y comercial tratando de validar los resultados obtenidos en los cálculos teóricos indicados con anterioridad en este artículo. Como se ha indicado anteriormente, se ha definido cada línea de correa que soporta la cubierta como una viga continua con apoyos cada 9.68 m. El modelo para el ensayo representa fielmente esta situación, considerando 4 vanos consecutivos completos desde un extremo hasta llegar al punto de cambio de signo del quinto vano. Se modelan y construyen 3 líneas de correas separadas 1500 mm entre ellas. Las Figuras 5, 6 y 7 muestran el esquema, el modelo 3D y el modelo real, respectivamente.

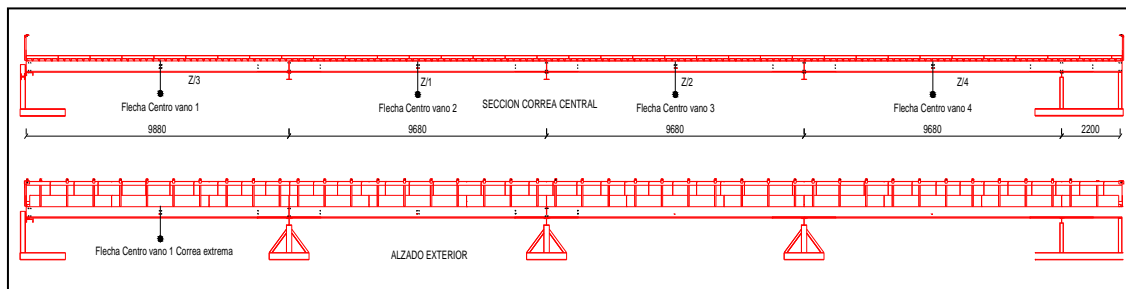


Figura 5. Esquema de montaje y puntos de medición de desplazamientos.

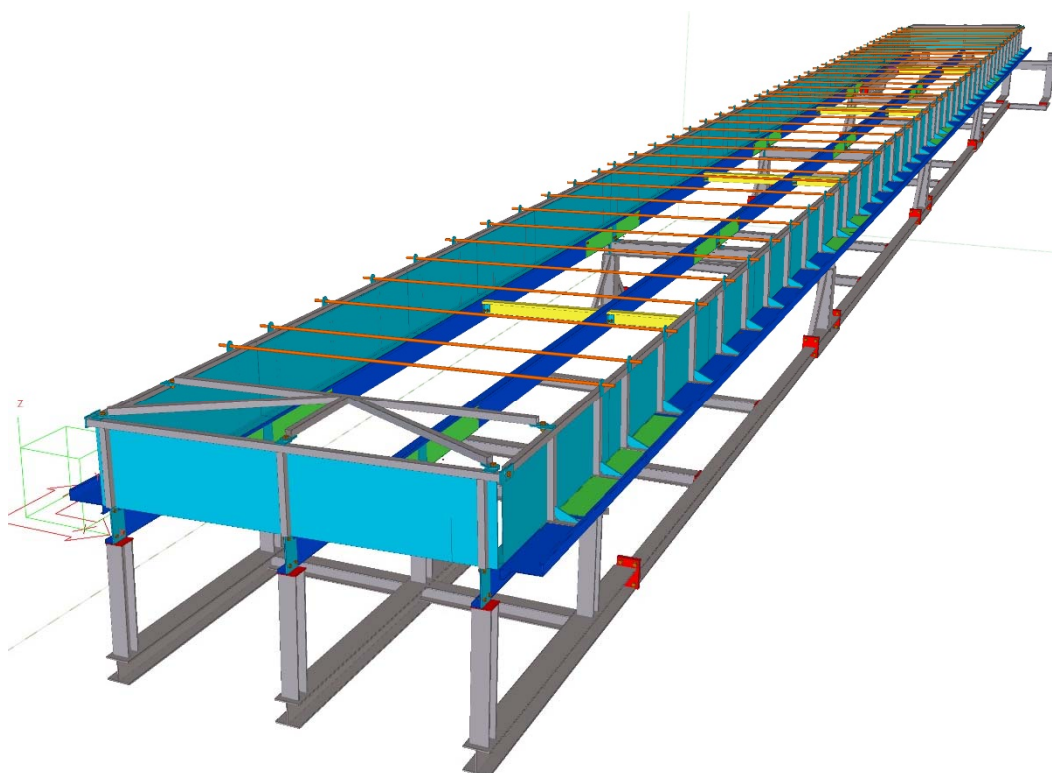


Figura 6. Modelo 3D del ensayo.



Figura 7. Modelo real de montaje previo al ensayo

Como se observa en las figuras indicadas, se utiliza una estructura primaria formada por pórticos a base de estructura laminada de 1500 mm de altura, perfectamente nivelados y arriostrados. La nivelación se realiza utilizando un nivel óptico marca Pentax AL-M2 de 32X. Sobre la cubierta se monta una balsa que ocupa toda la superficie y será utilizada para hacer la prueba de carga. La estructura de esta balsa está formada por chapa de 3 mm recubierta con una lámina de PVC para asegurar la estanqueidad. La Figura 8 muestra una vista superior del ensayo.



Figura 8. Vista superior del ensayo

Para realizar la medición se ha instalado un sistema compuesto por 5 regletas milimetradas, situadas en el suelo de modo vertical, y por otras tantas pletinas sujetas a las vigas de la estructura.

La cubierta está constituida por una chapa galvanizada de 0.7 mm de espesor, sobre la que se apoya un capa de lana de roca de 80 mm de espesor. La capa exterior es una lámina de PVC continua.

El muro de apoyo extremo se simula con perfiles verticales en los puntos en los que se disponían las fijaciones con perfiles L en la obra. En el apoyo extremo se respeta exactamente la disposición de ejiones sobre la UPN horizontal de atado de muro, y los tubos de compresión.

Todos los apoyos de las correas sobre la estructura se realizan mediante ejiones con varilla de refuerzo que se apoyan sobre los pórticos. Estos elementos tienen forma de L y son de espesor 6 mm, 150 mm de ancho y 290 mm de altura. Son los elementos de unión pórtico-correa.

En el ensayo se sitúa una correa en horizontal en cada lateral, con el fin de simular la rigidez de la chapa de cubierta en su plano (efecto diafragma). Hay que tener en cuenta que las cubiertas habitualmente tienen un ancho entre 100 y 270 m, mientras que en el ensayo solamente disponemos de 3 m. Esta rigidez del plano de cubierta es necesario considerarla ya que va a repercutir sobre el posible desplazamiento del ala superior de la correa, que se ha considerado fijo en el plano de la cubierta.

El proceso de llenado con agua se realiza con dos mangueras de aporte, una por cada extremo, con un ritmo estable de 300 litros por minuto. Un topógrafo realiza las mediciones de flecha en la correa central, en el punto medio de cada uno de los 4 vanos intermedios y en el punto de máxima flecha teórica en el vano extremo.

3.1 Resultados del ensayo 1

Los resultados del ensayo 1 se muestran en la Tabla 3 y en la Figura 9. Se puede ver como el comportamiento de las correas es elástico y uniforme hasta alcanzar la carga de proyecto. Las mediciones reales son muy similares a las teóricas. Por ejemplo, para el vano extremo, el cálculo teórico aportaba una flecha límite de 39 mm que coincide exactamente con el valor real medido.

A la hora de interpretar los resultados es necesario tener en cuenta la sobrecarga que produce el agua adicional acumulada debido al embalsamiento por la flecha de las correas. Este valor se ha estimado en un 18%, lo que implica que la carga aplicada en el vano extremo para 250 mm de agua se aproxima a los 300 kp/m^2 . Una vez alcanzada la carga de proyecto, el ensayo se ha llevado hasta el colapso que se ha producido a los 275 mm de agua, es decir, unos 325 kp/m^2 .

Durante el desarrollo del ensayo no se observaron alabeos ni aplastamientos hasta poco antes del colapso de la estructura. Sí se observó una excesiva aproximación de los pórticos entre sí, debido a la ausencia de tubos de compresión entre ellos.

Carga equiv.	Flecha Centro vano 4	Flecha Chapa cubierta	Flecha Centro vano 3	Flecha Centro vano 2	Flecha Centro vano 1	Centro vano 1 correa lateral
kg/m^2	mm	mm	mm	mm	mm	mm
40	10	4	7	9	7	5
65	15	6	12	12	16	8
100	21	8	17	17	25	11
120	25	9	21	21	31	13
150	31	10	26	26	39	16
175	37	12	31	31	46	18
200	41	13	35	36	53	21
225	47	14	40	40	60	24
250	54	16	45	45	71	27
275	60	17	50	50	78	30

Tabla 3. Resultados del ensayo 1

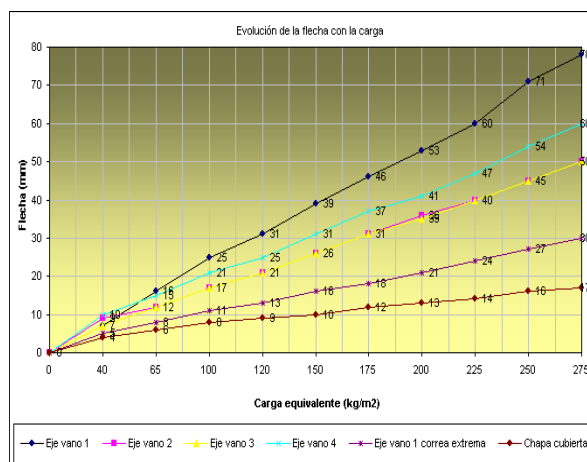


Figura 9. Gráfica de deformaciones del ensayo 1

3.2 Resultados del ensayo 2

Tras la experiencia del primer ensayo, en el segundo se colocaron tubos de compresión entre los pórticos, para evitar el efecto de aproximación de los mismos durante el llenado. Al igual que en el ensayo anterior, una vez alcanzados los 250 mm de agua (casi 300 kp/m², considerando el incremento de carga debido a la flecha de las correas), se continúa llenando hasta llegar al colapso, que se produjo con un valor de 420 kp/m². La Tabla 4 y la figura 10 muestran los resultados de este ensayo.

Al igual que en el primer ensayo se observa un comportamiento lineal hasta alcanzar la carga límite elástica calculada. A partir de este punto, se continúa con el llenado con el fin de determinar la carga última que es capaz de soportar la estructura.

Además, durante el rango elástico no se observan alabeos ni aplastamientos ni deformaciones puntuales, presentando una deformada limpia y un comportamiento uniforme.

Carga equiv.	Centro vano 4	Centro vano 3	Centro vano 2	Centro vano 1	Vano 1. Punto teórico de máx flecha
kg/m ²	mm	mm	mm	mm	
20	2	2	2	2	2
50	9	8	8	8	8
75	14	12	12	13	12
100	20	16	15	19	18
125	25	19	19	26	25
150	29	24	23	34	32
175	34	28	27	38	36
200	39	32	30	45	43
225	42	36	34	51	49
225	43	36	34	52	51
250	48	41	39	58	57

Tabla 4. Resultados del ensayo 2

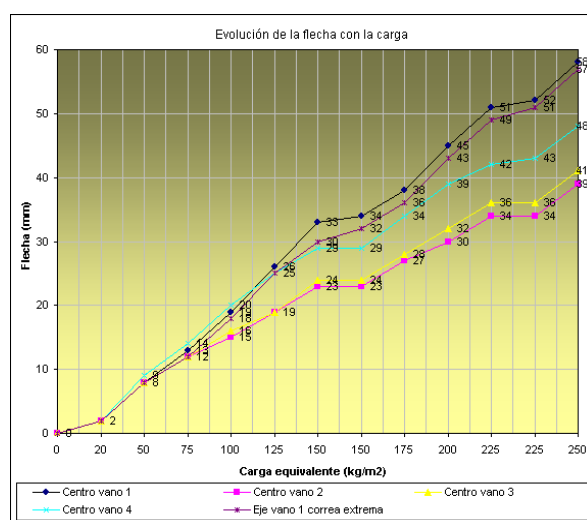


Figura 10. Gráfica de deformaciones del ensayo 2

4 COMPARATIVA ENTRE ENSAYOS Y MODELOS TEÓRICOS

Como se aprecia de los resultados obtenidos, el comportamiento durante los ensayos en el régimen elástico, hasta alcanzar la carga de proyecto, es muy similar a lo predicho por los métodos de cálculo, aunque obviamente, existen diferencias en función de cuál de estos métodos se aplique.

Así, se puede ver en la Figura 11 una comparación entre las flechas previstas en el vano 1 con los diferentes métodos de cálculo mencionados anteriormente, y las flechas reales medidas en el ensayo 2, donde las diferentes columnas se corresponden con:

- Columna 1: Utilización de tablas de fabricantes de perfiles Z conformadas en frío.
- Columna 2: Dimensionamiento manual a partir de la ley de flectores de viga continua.
- Columna 3: Uso de programa Cype Generador de pórticos®.
- Columna 4: Uso de programa Cype Metal3D®.
- Columna 5: Uso de programa de elementos finitos.
- Columna 6: Resultados de los ensayos.

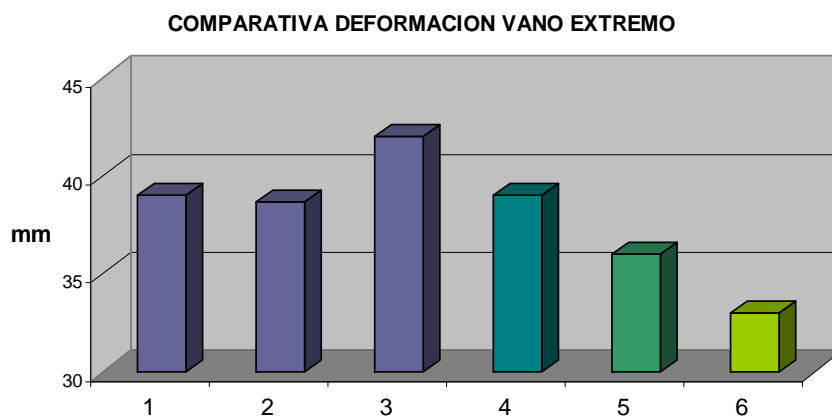


Figura 11. Desplazamientos en vano 1 para los diferentes métodos de cálculo y el ensayo 2

En cuanto a la capacidad resistente, se observa cómo la carga soportada por los ensayos es muy superior a la prevista mediante cálculo elástico con los diferentes métodos aplicados. Ello se debe probablemente, a la reserva de resistencia del propio material, así como a la aportación que la cubierta realiza al comportamiento estructural. Evidentemente, esta aportación no es tenida en cuenta por los procedimientos de cálculo habituales.

En los ensayos se ha observado que es importante limitar el desplazamiento entre puntos de apoyo a medida que aumenta la carga, utilizando para ello tubos de compresión. Sin los tubos de compresión, en el primer ensayo se observa como los puntos de apoyo se van aproximando al ir aumentando la flecha de las correas y en el colapso se observa un desplazamiento importante del pórtico testero hacia el anterior. La Figura 12 muestra el colapso de la estructura.

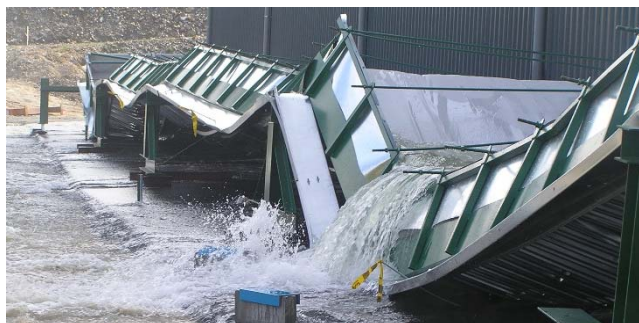


Figura 12. Colapso de la estructura

Los ensayos han sido analizados hasta la carga teórica que alcanza el régimen elástico al límite y a partir de ahí se han llevado a colapso para evaluar su capacidad última. Los datos de los cálculos teóricos son siempre hasta límite elástico y el ensayo se ha centrado en esa parte. La Figura 13 muestra la comparación entre la carga última del ensayo 2 y las cargas de diseño y las de combinación (cargas mayoradas).

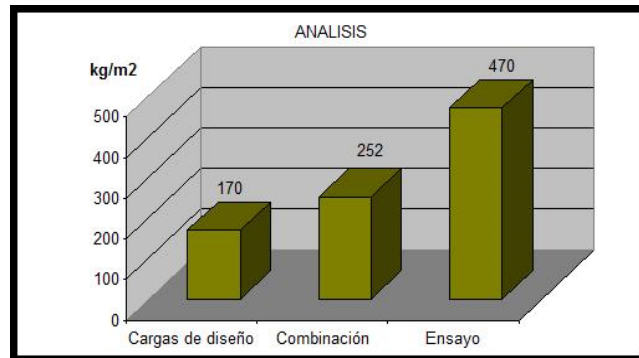


Figura 13. Comparación entre la carga teórica, la carga mayorada y la carga última del ensayo 2.

Por lo tanto con las cargas de combinación alcanzaría un valor límite teórico de 252 kg/m² mientras que el ensayo, una vez sobrepasada esta carga y validada, se ha llevado a colapso, alcanzándose éste a 470 kg/m², un 78% de carga por encima del límite de carga de combinación y un 276% por encima de la carga de diseño de 170 kg/m² (cargas sin mayorar).

5 CONCLUSIONES

En este trabajo se ha estudiado una estructura de cubierta formada por correas Z conformadas en frío, con cubierta Deck. Para ello, se ha llevado a cabo un análisis estructural mediante métodos habituales en ingeniería. Adicionalmente se han realizado dos ensayos a escala real de los modelos analizados. Los resultados de estos ensayos se muestran en el artículo, y se comparan con los obtenidos analíticamente.

Se observa que el funcionamiento del modelo teórico y del práctico son similares, lineales en ambos casos y bastante correspondidos.

Se manifiesta también la capacidad de carga de las correas, llegando en el segundo ensayo a cargas que rondan los 300kg/m² sin que aparezcan fenómenos fuera de la flecha como abolladuras, desplomes o torsiones siendo la deformada limpia.

En los ensayos queda patente la alta resistencia última de la estructura completa, contando con el arriostramiento que a las correas le producen, tanto la propia cubierta, como los elementos de arriostramientos entre correas empleados.

En cuanto a los modelos de cálculo empleados, se observa cómo la utilización de modelos y métodos de cálculo más exactos da lugar a una economía en la solución adoptada.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen el apoyo y la financiación recibida por parte del Ministerio de Economía y Competitividad a través del proyecto BIA2013-48069-C2-2-P, así como a la empresa Aceriusa S.A por su colaboración en la realización de los ensayos.

BIBLIOGRAFÍA

- (1) Ho, HC., Chung, KF. (2004). Experimental investigation into the structural behavior of lapped connections between cold-formed steel Z sections. *Thin-Walled Structures*, 42: 1013–1033. doi:10.1016/j.tws.2004.03.022
- (2) Chung, KF., Ho, HC. (2005). Analysis and design of lapped connections between cold-formed steel Z sections. *Thin-Walled Structures*, 43: 1071–1090. doi:10.1016/j.tws.2004.11.005
- (3) Gutiérrez, R., Loureiro, A., Moreno, A., Reinosa, J. M., Bellón, R. (2008) Behavior analysis of bolted connected Z cold formed steel beams. *Eighth world congress on computational mechanics, fifth European congress on computational methods in applied sciences and engineering, ECCOMAS*.
- (4) Lim, JBP., Nethercot, DA. (2004). Stiffness prediction for bolted moment-connections between cold-formed steel members. *Journal of Constructional Steel Research*, 60: 85–107. doi:10.1016/S0143-974X(03)00105-6
- (5) Zaharia, R., Dubina, D. (2010). Stiffness of joints in bolted connected cold-formed steel trusses. *Journal of Constructional Steel Research*, 62: 240–249. doi:10.1016/j.jcsr.2005.07.002
- (6) Dubina, D., Ungureanu, V. (2010). Behaviour of multispans cold formed Z purlins with bolted lapped connections. *Thin-Walled Structures*, 48: 866–871. doi:10.1016/j.tws.2010.04.003
- (7) Dubina, D., Ungureanu, V., Landolfo, R. (2012). Design of cold formed steel structures. Eurocode 3: design of steel structures Part 1–3: Design of cold formed steel structures. ECCS Eurocode Design Manuals.
- (8) Comité, C.E.N. Européen de Normalisation. (2006). EN1993-1-3. Eurocode3—Design of steel structures – Part 1–3: General rules – supplementary rules for cold formed members and sheeting.
- (9) Gutierrez, R., Loureiro, A., Lopez, M., Moreno, A. (2011). Analysis of cold formed purlins with slotted sleeve connections. *Thin-Walled Structures*, 49(7): 833–841. doi:10.1016/j.tws.2011.02.008
- (10) Gutierrez, R., Loureiro, A., Lopez, M., Reinosa, JM. (2011). Cases study of CFS purlins with sleeve connections. *Sixth European conference on steel and composite structures, EUROSTEEL*.
- (11) Gutierrez, R., Loureiro, A., Reinosa, JM., Lopez, M. (2015). Numerical study of purlin joints with sleeve connections. *Thin-Walled Structures*, 94: 214–224. <http://dx.doi.org/10.1016/j.tws.2015.04.014>
- (12) Loureiro, A., Calvo, R. (2014/10/09). Experimental results of a completed Z_purlins system. 7th *European Conference on Steel and Composite Structures. EUROSTEEL 2014*
- (13) EN 1993-1-3. (2004) Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-3: General rules - Supplementary rules for cold-formed members and sheeting
- (14) CTE DB_SE_AE Seguridad Estructural. Acciones en la Edificación.